



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pavelcová Jméno: Veronika Osobní číslo: 438476  
Zadávací katedra: K132 - Katedra mechaniky  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Posouzení reálné podzemní konstrukce na účinky zemětřesení - plně dynamický výpočet  
Název bakalářské práce anglicky: Evaluation of real underground structure subjected to earthquake - fully dynamic analysis  
Pokyny pro vypracování:  
1. Studium odborné literatury  
2. Vytvoření výpočtového modelu tunelové konstrukce  
3. Posouzení vlivu stupně aproximace pole posunutí na predikci stavu napětí a deformace na konci exkavace  
4. Výpočet geostatické napjatosti za předpokladu plně drénovaných podmínek s užitím Mohr-Coulombova modelu  
5. Zvolení vhodného záznamu zemětřesení a převod tohoto záznamu na zatížení modelu  
6. Provedení plně dynamického výpočtu.

Seznam doporučené literatury:

1. M. Šejnoha, T. Janda, J. Pruška, M. Brouček. Metoda konečných prvků v geomechanice: Teoretické základy a Inženýrské aplikace. ČVUT v Praze, 2015.
2. Y.M.A. HASHASH. Seismic design and analysis of underground structures. Tunneling and undergrounding Space Technology, 2001.
3. D. Kučera. Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení. Diplomová práce, ČVUT v Praze, 2017.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Prof. Michal Šejnoha

Datum zadání bakalářské práce: 22. 2. 2018

Termín odevzdání bakalářské práce: 28. 5. 2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



ČESKÉ  
VYSOKÉ  
UČENÍ  
TECHNICKÉ  
V PRAZE

**Fakulta stavební**  
**Katedra mechaniky**

**Bakalářská práce**

**Posouzení reálné podzemní konstrukce  
na účinky zemětřesení – plně dynamický  
výpočet**

**Veronika Pavelcová**

**Květen 2018**

**Vedoucí práce: Prof. Ing. Michal Šejnoha, Ph.D., DSc.**

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou bakalářskou práci vypracovala samostatně, a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Beru na vědomí, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., autorského zákona v platném znění, zejména skutečnost, že České vysoké učení technické v Praze má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona.

V Praze 11. května 2018

## Poděkování

Děkuji Prof. Ing. Michalu Šejnohovi, Ph.D., DSc., vedoucímu mé bakalářské práce, za odborné vedení, trpělivost a čas, které mi během zpracování bakalářské práce věnoval. Dále bych chtěla poděkovat Ing. Tomáši Jandovi, Ph.D. za spolupráci při tvorbě výpočtového modelu a výpočtu samotném. Mé poděkování patří též Tereze Poklopové, která mi byla oporou při psaní této práce.



## Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá posouzením účinků zemětřesení na reálnou podzemní konstrukci. Cílem práce je představení způsobu, jak zoptimalizovat návrh podzemních konstrukcí na seismické účinky. Posouzení je provedeno plně dynamickým výpočtem v programu GEO5 MKP za použití metody konečných prvků. Součástí práce je studium vlivu nastavení parametrů výpočtového modelu na výsledky výpočtu. Zvláštní pozornost je věnována okrajovým podmínkám na svislé hranici modelu. V závěru práce jsou prezentovány výsledky plně dynamického výpočtu.

**Název práce:** Posouzení reálné podzemní konstrukce na účinky zemětřesení –  
– plně dynamický výpočet

**Klíčová slova:** podzemní konstrukce, zemětřesení, dynamický výpočet, metoda konečných prvků

## Abstract

This bachelor thesis deals with the calculation of a real underground structure subjected to earthquake. The goal of the thesis is to introduce a method that improves the results of designing seismic loads of underground structures. The calculation is performed by a fully dynamic analysis in the GEO5 FEM programme using the Finite Element Method. Part of the thesis deals with the influence of parameters of the numerical model on the results of calculation. Special attention is paid to boundary conditions along the vertical boundary of the model. The results of the fully dynamic analysis are presented at the end of the thesis.

**Title:** Evaluation of real underground structure subjected to earthquake –  
– fully dynamic analysis

**Keywords:** uderground structure, earthquake, dynamic analysis, Finite Element Method

# Obsah

Úvod	1
<b>1 Základní principy použitých metod</b>	<b>3</b>
1.1 Metoda konečných prvků	3
1.2 Materiálové modely zemin	4
1.3 Odvodněná zemina	7
1.4 Konvergenční metoda	7
<b>2 Výpočtový model tunelové konstrukce</b>	<b>9</b>
2.1 Obecný popis konstrukce	9
2.2 Posuzované řezy tunelové konstrukce	9
2.2.1 Geometrie modelu	11
2.2.2 Geologické podmínky	12
2.2.3 Sít konečných prvků	13
2.2.4 Exkavace	17
2.2.5 Segmentové ostění	17
2.2.6 Fáze výpočtu	19
2.2.7 Výsledky výpočtu	19
<b>3 Zemětřesení v geotechnice</b>	<b>25</b>
3.1 Typy seismických vln	25
3.1.1 Podpovrchové vlny	25
3.1.2 Povrchové vlny	27
3.2 Detekce seismických vln	28
3.3 Volba záznamu zemětřesení	28
3.3.1 Úprava záznamu pro plně dynamický výpočet	29

<b>4</b>	<b>Princip řešení metodou konečných prvků</b>	<b>31</b>
4.1	Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků . . . . .	32
4.1.1	1D free field úloha . . . . .	32
4.1.2	2D free field úloha . . . . .	38
<b>5</b>	<b>Parametrická studie účinků zemětřesení</b>	<b>41</b>
5.1	Testovací model . . . . .	41
5.2	Okrajové podmínky . . . . .	43
5.2.1	Podpory odebírající svislý posun . . . . .	43
5.2.2	Volný okraj . . . . .	45
5.2.3	Free field . . . . .	47
5.2.4	Viskózní tlumič ve svislém směru . . . . .	49
5.2.5	Statická okrajová podmínka . . . . .	51
5.2.6	Periodická okrajová podmínka . . . . .	53
5.2.7	Kombinace statické okrajové podmínky s 2D free field okrajovou podmínkou . . . . .	54
5.3	Účinek absorpční podmínky na svislém okraji . . . . .	55
5.4	Délka konečného prvku . . . . .	57
5.5	Časový krok . . . . .	60
<b>6</b>	<b>Plně dynamický výpočet</b>	<b>63</b>
6.1	Výpočetní modely pro plně dynamický výpočet . . . . .	63
6.2	Výsledky plně dynamického výpočtu . . . . .	64
6.2.1	Model v zemině . . . . .	65
6.2.2	Model v zemině bez vápence . . . . .	65
6.2.3	Model v hornině . . . . .	66
6.3	Schémata výpočtových modelů pro plně dynamický výpočet . .	66
6.4	Grafické výsledky plně dynamického výpočtu . . . . .	68
6.4.1	Model v zemině . . . . .	68
6.4.2	Model v zemině bez vápence . . . . .	71
6.4.3	Model v hornině . . . . .	74
	<b>Závěr</b>	<b>77</b>
	<b>Literatura</b>	<b>80</b>
	<b>A Použité symboly a zkratky</b>	<b>81</b>
	<b>B Výpočet optimální délky konečného prvku</b>	<b>85</b>

# Seznam obrázků

1.1	Elastický model . . . . .	5
1.2	Mohr-Coulombův model . . . . .	5
1.3	Mohr-Coulombův model – deviatorická a meridiánová rovina . .	6
1.4	Fenner-Pacherova křivka . . . . .	7
2.1	Poloha posuzovaných řezů . . . . .	10
2.2	Vliv stupně aproximace pole posunutí na deformaci . . . . .	15
2.3	Vliv stupně aproximace pole posunutí na vnitřní síly . . . . .	15
2.4	Model v zemině . . . . .	16
2.5	Model v zemině - bez vápence . . . . .	16
2.6	Model v hornině . . . . .	17
2.7	Ostění tunelu . . . . .	18
2.8	Vnitřní síly na ostění – model v zemině . . . . .	20
2.8	Vnitřní síly na ostění – model v zemině (pokračování) . . . . .	21
2.9	Vnitřní síly na ostění – model v zemině bez vápence . . . . .	22
2.9	Vnitřní síly na ostění – model v zemině bez vápence (pokračování)	23
2.10	Vnitřní síly na ostění – model v hornině . . . . .	23
2.10	Vnitřní síly na ostění – model v hornině (pokračování) . . . . .	24
3.1	P-vlna . . . . .	26
3.2	S-vlna . . . . .	26
3.3	Loveova vlna . . . . .	27
3.4	Rayleighova vlna . . . . .	27
3.5	Program Prism . . . . .	29
4.1	Rovnováha na elementárním kvádru . . . . .	32
4.2	Outcrop motion . . . . .	35
4.3	Okrajové podmínky - 1D free field . . . . .	36
4.4	Okrajové podmínky - 2D free field . . . . .	39

5.1	Impulz – zrychlení . . . . .	42
5.2	Impulz – rychlost a posun . . . . .	43
5.3	Okrajová podmínka – svislé podpory . . . . .	43
5.4	Okrajová podmínka – svislé podpory – vodorovný posun . . . . .	44
5.5	Okrajová podmínka – svislé podpory – svislý posun . . . . .	44
5.6	Okrajová podmínka – svislé podpory – smykové napětí . . . . .	45
5.7	Okrajová podmínka – volný okraj . . . . .	45
5.8	Okrajová podmínka – volný okraj – vodorovný posun . . . . .	46
5.9	Okrajová podmínka – volný okraj – svislý posun . . . . .	46
5.10	Okrajová podmínka – volný okraj – smykové napětí . . . . .	47
5.11	Okrajová podmínka – 2D free field . . . . .	47
5.12	Okrajová podmínka – 2D free field – vodorovný posun . . . . .	48
5.13	Okrajová podmínka – 2D free field – svislý posun . . . . .	48
5.14	Okrajová podmínka – 2D free field – smykové napětí . . . . .	49
5.15	Okrajová podmínka – viskózní . . . . .	50
5.16	Okrajová podmínka – viskózní – vodorovný posun . . . . .	50
5.17	Okrajová podmínka – viskózní – svislý posun . . . . .	51
5.18	Okrajová podmínka – viskózní – smykové napětí . . . . .	51
5.19	Okrajová podmínka – statická . . . . .	52
5.20	Okrajová podmínka – statická – vodorovný posun . . . . .	52
5.21	Okrajová podmínka – statická – svislý posun . . . . .	53
5.22	Okrajová podmínka – statická – smykové napětí . . . . .	53
5.23	Okrajová podmínka – periodická . . . . .	54
5.24	Okrajová podmínka – periodická – reprodukce . . . . .	54
5.25	Okrajová podmínka – kombinace statické a 2D free field . . . . .	55
5.26	Okrajová podmínka – kolmá vlna – statická . . . . .	56
5.27	Okrajová podmínka – kolmá vlna – kombinace statické a 2D free field . . . . .	56
5.28	Okrajová podmínka – kolmá vlna – celkové posuny . . . . .	57
5.29	Vliv délky konečného prvku – vykreslení po výšce modelu . . . . .	59
5.30	Vliv délky konečného prvku – vykreslení v čase . . . . .	59
5.31	Časový krok – změna časového kroku . . . . .	61
5.32	Časový krok – selekce hodnot záznamu . . . . .	62
6.1	Konvence polární souřadnice $\varphi$ . . . . .	64
6.2	Dynamická analýza – model v zemině bez vápence – maximální tahová normálová síla . . . . .	66
6.3	Dynamická analýza – výpočtové modely . . . . .	67
6.4	Dynamická analýza – model v zemině – normálová síla . . . . .	68
6.5	Dynamická analýza – model v zemině – posouvající síla . . . . .	69
6.6	Dynamická analýza – model v zemině – ohybový moment . . . . .	70
6.7	Dynamická analýza – model v zemině bez vápence – normálová síla . . . . .	71
6.8	Dynamická analýza – model v zemině bez vápence – posouvající síla . . . . .	72

6.9	Dynamická analýza – model v zemině bez vápence – ohybový moment . . . . .	73
6.10	Dynamická analýza – model v hornině – normálová síla . . . . .	74
6.11	Dynamická analýza – model v hornině – posouvající síla . . . . .	75
6.12	Dynamická analýza – model v hornině – ohybový moment . . . . .	76

# Seznam tabulek

1.1	Parametry elastického modelu . . . . .	4
1.2	Parametry Mohr-Coulombova modelu . . . . .	6
2.1	Materiálové parametry - jíl . . . . .	13
2.2	Materiálové parametry - vápenec . . . . .	13
2.3	Vliv stupně aproximace pole posunutí na výsledky . . . . .	14
2.4	Vnitřní síly na ostění – statický výpočet . . . . .	20
5.1	Materiálové parametry - testovací model . . . . .	42
A.1	Použité symboly . . . . .	81
A.2	Použité zkratky . . . . .	83

# Úvod

Žijeme v moderním světě, kde efektivita hraje hlavní roli. Lidé chtějí cestovat co nej-pohodlněji a v co nejkratším čase. Města se stávají přeplněnými, cesty přes horské průsmyky příliš zdoluhavými a málokdo je ochoten zajíždět si kilometry, když by cesta mohla procházet přímo pod městem, horami nebo vodním tokem. A tak vznikla potřeba vést dopravu přímými trasami pod zemí.

Tunelové stavitelství zaznamenalo v posledních desetiletích výrazný nárůst provedených staveb a mnohé další jsou nyní v procesu plánování či výstavby. Dřívější negativní postoj k výstavbě podzemních staveb z důvodu ekonomické náročnosti a nutnosti kvalitního a mnohdy složitého technického řešení pomalu ustupuje a začíná se více hledět na výrazná zlepšení v trasování infrastruktury a nezanedbatelný podíl na ochraně životního prostředí.

Jak již bylo zmíněno, stavba tunelu je technicky náročná a nese s sebou určitá rizika. Bezpečnost stavby je nutno zajistit nejen během výstavby, ale i po celou dobu její životnosti. Proto je třeba počítat i s mimořádnými situacemi, které by mohly stavbu během jejího užívání postihnout. Jednou z takových situací je zatížení tunelu zemětřesením.

Přestože v České republice není tento problém aktuální, na světě existuje mnoho tunelů v seismicky aktivních oblastech, které jsou účinkům zemětřesení vystavovány. U stavby takového významu je důležité minimalizovat případná poškození konstrukce, která by mohla během zemětřesení vzniknout a především zabránit kolapsu. Zřícení tunelu by mělo fatální důsledky nejen pro každého, kdo se v tu chvíli v tunelu nachází, ale mohlo by ovlivnit i oblast nad zříceným tunelem, pokud by stavba nebyla v dostatečné hloubce pod povrchem.

V současné době se obvykle účinky zemětřesení na podzemní stavby posuzují zjednodušenými pseudostatickými metodami. Takové metody mohou často vést k nepřesným výsledkům a v důsledku k předimenzovaným konstrukcím. Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků by měl poskytnout přesnější výsledky a lepší představu o namáhání ostění tunelu při takové události. Tím bychom získali možnost navrhnout konstrukci efektivnější, ale stále bezpečnou.





# Základní principy použitých metod

Pro orientaci v metodách a pojmech používaných v této práci věnuji první kapitulu jejich popisu a vysvětlení. Protože veškeré výpočty a studie chování modelu byly provedeny v programu GEO5 MKP [4], založeném na metodě konečných prvků (MKP), představím na úvod základní principy této metody. Následně popíšu materiálové modely zemin, které tvoří podloží v posuzovaných řezech konstrukce. Poté definuji pojem odvodněná zemina a v závěru kapitoly vysvětlím princip konvergenční metody, kterou budu simulovat prostorové chování horninového masívu v dvourozměrném prostoru.

## 1.1 Metoda konečných prvků

Metoda konečných prvků je jednou se základních metod numerického modelování. Základní rovnice této metody jsou odvozeny z principu virtuálních posunutí. V takovém případě se dá MKP chápat jako zobecnění deformační metody teorie pružnosti. Protože řešení všech základních rovnic teorie pružnosti je v praxi nemožné, zavádí se tzv. slabé řešení, které předpokládá přesné řešení geometrických rovnic a kinematických okrajových podmínek, zatímco podmínky rovnováhy a statické okrajové podmínky jsou důsledkem obecného principu rovnováhy a jsou tedy splněny pouze v průměru s určitou vahou.

Postup výpočtu při modelování metodou konečných prvků je následující [5]:

- Spojitá oblast se rozdělí (diskretizuje) na konečný počet podoblastí, které vytvoří tzv. síť konečných prvků. Při řešení nelineárních a silně heterogenních úloh se pro rozdělení většinou používají jednoduché geometrické prvky, obvykle trojúhelníkové a čtyřúhelníkové.
- Každému prvku jsou přiřazeny materiálové vlastnosti, které reprezentují skutečné chování modelovaného prostředí.

- Vrcholy, případně další definované body, prvku tvoří tzv. uzly sítě, ve kterých se předepisuje vnější zatížení a okrajové podmínky modelu.
- Sestaví se globální soustava lineárních rovnic, jejichž počet odpovídá počtu stupňů volnosti dané úlohy.
- Soustava rovnic se vyřeší a řešení se aproximuje v celé původní spojité oblasti.

Přesnost aproximace uvnitř prvku je dána volbou aproximační funkce. Je tedy třeba uvědomit si, že metoda není schopna popsat skutečnost, ale že se jedná pouze o přibližné řešení zatížené chybami vzniklými zjednodušením výpočtu, nepřesnými vstupními parametry a především konstrukcí sítě konečných prvků. Tak byla metoda v průběhu mé práce vnímána.

## 1.2 Materiálové modely zemin

Pro správný popis chování zeminy uvažované v modelu konstrukce je nutné zvolit takový materiálový model zeminy, který co nejpřesněji vystihuje její chování.

V případě geotechnických úloh většinou rozdělujeme materiálové modely do dvou základních skupin:

- lineární modely,
- nelineární modely.

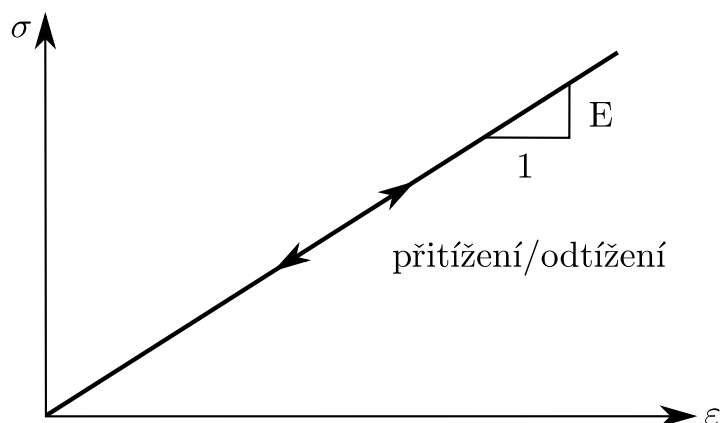
Ve své práci budu vhodně využívat jak lineárně-elastický (zkráceně elastický) model, který výrazně zjednoduší průběh výpočtu, tak nelineární Mohr-Coulombův model. Mohr-Coulombovým modelem budu popisovat chování zemin, u kterých dochází ke vzniku plastických oblastí. Je to zároveň jediný typ nelineárního modelu, který je v současné verzi programu GEO5 MKP možné použít pro výpočet dynamické odezvy při aplikaci zatížení zemětřesením na konstrukci.

### Elastický model

Elastický model je základním lineárním materiálovým modelem. Lineární závislost mezi normálovým napětím  $\sigma$  a přetvořením  $\varepsilon$  je dána Hookeovým zákonem. Základní parametry elastického modelu jsou uvedeny v tabulce 1.1.

**Tabulka 1.1:** Základní parametry elastického modelu

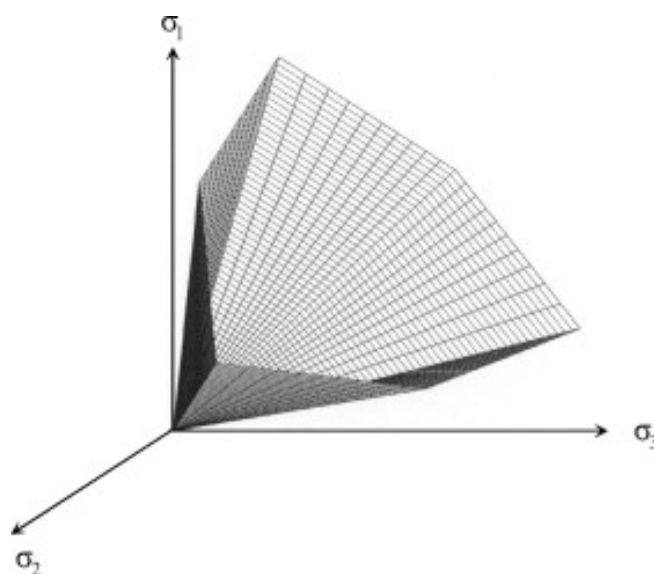
Parametr	Název	Jednotka
$\gamma$	objemová tíha zeminy	$[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$
$E$	Youngův modul pružnosti	$[\text{kPa}]$
$\nu$	Poissonovo číslo	$[-]$



**Obrázek 1.1:** Vztah mezi napětím a deformací pro elastický materiálový model v případě jednoosé napjatosti [6]

### Mohr-Coulombův model

Mohr-Coulombův model patří mezi základní modely teorie plasticity, který předpokládá vznik plastického přetvoření pouze ve smyku. Kritická hodnota smykové pevnosti je závislá na aktuálním normálovém napětí kolmém na smykovou plochu. Hranice mezi elastickým a plastickým chováním materiálu je tvořena plochou plasticity, matematicky popsanou funkcí plasticity.

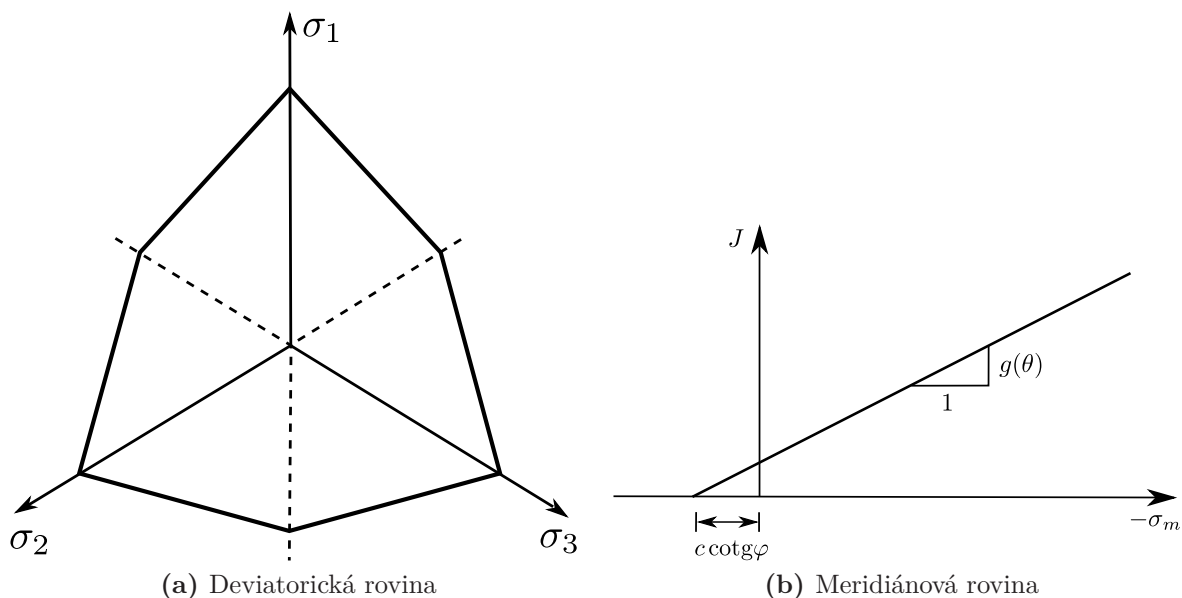


**Obrázek 1.2:** Plocha plasticity Mohr-Coulombova modelu v prostoru hlavních napětí [7]

Funkce plasticity zapsaná v hlavních napětích dle [5]:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0. \quad (1.1)$$

Plocha plasticity tvoří v prostoru hlavních napětí plášť nepravidelného šestibokého jehlanu. Průmět plochy plasticity do deviatorické<sup>1</sup> a meridiánové<sup>2</sup> roviny je vidět na obrázku 1.3.



**Obrázek 1.3:** Průmět plochy plasticity Mohr-Coulombova modelu do deviatorické a meridiánové roviny [7, 6]

Mohr-Coulombův model je popsán pěti základními parametry, viz tabulka 1.2. Modul pružnosti  $E$  a Poissonovo číslo  $\nu$  definují chování zeminy v lineární oblasti, zatímco úhel vnitřního tření  $\varphi$  a soudržnost  $c$  určují plochu plasticity. Při odtížení předpokládá model elastické chování s modulem pružnosti pro odtížení  $E_{ur}$ .

**Tabulka 1.2:** Základní parametry Mohr-Coulombova modelu

Parametr	Název	Jednotka
$E$	Youngův modul pružnosti	[kPa]
$\nu$	Poissonovo číslo	[-]
$\varphi$	úhel vnitřního tření	[°]
$c$	soudržnost zeminy	[kPa]
$\psi$	úhel dilatance	[°]

Úhel dilatance  $\psi$  řídí míru kladné objemové plastické deformace při smykovém porušení. Pokud úhel dilatance  $\psi = \varphi$ , pak probíhá návrat na plochu plasticity kolmo k této

<sup>1</sup> „Deviatorická rovina značí v prostoru hlavních napětí rovinu  $\sigma_m = \text{konst.}$ , tedy rovinou kolmou na hydrostatickou osu definovanou  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .“ Autor: [5, str. 102]

<sup>2</sup> „Meridiánová rovina označuje v prostoru hlavních napětí všechny roviny procházející hydrostatickou osou  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .“ Autor: [5, str. 103]

ploše a jedná se o tzv. asociovaný zákon plastického přetváření. V takovém případě zemina po dosažení plochy plasticity a při následném plastickém přetváření zvětšuje svůj objem a výsledkem jsou kladné hodnoty objemové plastické deformace, které většinou neodpovídají realitě.

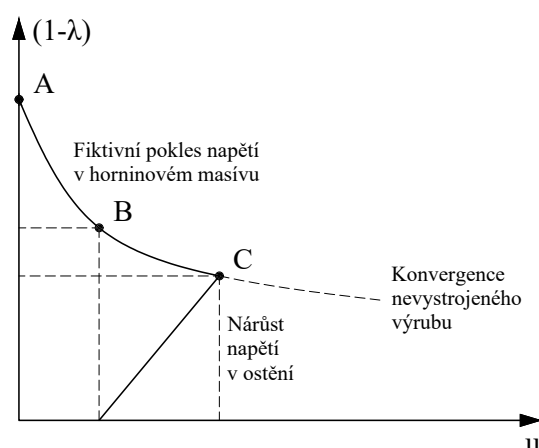
Neasociovaný zákon plastického přetváření předpokládá volbu úhlu dilatance  $\psi < \varphi$ . Speciálním případem takového zákona je podmínka  $\psi = 0$ , kdy při pokračujícím smýkání po dosažení plochy plasticity nedochází ke změně objemu zeminy a hodnoty objemových plastických deformací jsou rovny nule. Touto volbou lze simulovat podmínky kritického stavu [5].

### 1.3 Odvodněná zemina

Celý výpočet bude proveden za odvodněných podmínek. Takové podmínky předpokládají ustálený stav proudění, kdy deformace skeletu (pevných zrn) zeminy nemá vliv na vývoj pórových<sup>3</sup> tlaků. Pórový tlak má v případě odvodněných podmínek charakter vnějšího zatížení a je považován za známou veličinu. Jeho hodnota je dána hydrostatickým tlakem od hladiny podzemní vody zavedené do modelu a během výpočtu se nemění. Nad hladinou podzemní vody jsou pórové tlaky považovány za nulové.

### 1.4 Konvergenční metoda

Při ražbě dochází na čelbě tunelu k redistribuci napětí v podélném i příčném směru tunelu. Vznik sekundární napjatosti je důsledkem snahy systému horninový masív – ostění tunelu o dosažení rovnovážného stavu. Napětí se koncentruje v okolí nevystrojeného výrubu a tím dochází ke vzniku deformací v horninovém masívu a v oblasti výrubu před vybudováním primárního ostění. Konvergenční metoda je jedním z postupů, jak lze zavést prostorové chování horninového masívu do rovinného modelu.



Obrázek 1.4: Fenner-Pacherova křivka zobrazující princip konvergenční metody

<sup>3</sup>Pórový tlak je tlak, kterým působí voda v zemině na pevnou fázi zeminy.

Princip exkavace<sup>4</sup> lze obecně popsat Fenner-Pacherovou křivkou, která vystihuje průběh reakce horninového masívu na vzrůst deformací provedeného výrubu. Bod A představuje primární napjatost v místě budoucího výrubu. V následujících fázích je modelováno postupné zatěžování nevystrojeného výrubu. Vlivem nárůstu deformací proběhlých před čelbou tunelu dochází k poklesu původní geostatické napjatosti na hodnotu B. Parametr  $\lambda$  určuje velikost zatížení na nevystrojený výrub z celkového zatížení horninovým tlakem. Následující fáze modeluje zavedení primárního ostění. V ostění, nabývajícím v čase na pevnosti, vzrůstá namáhání a to až do stavu, kdy dojde k vyrovnání velikosti do té doby klesajícího horninového tlaku.

Stanovení optimální hodnoty parametru  $\lambda$  obecně není snadné a liší se pro konkrétní technologie ražby. V praxi se obvykle vychází ze zkušeností z podobných staveb, případně z výsledků monitoringu. Obecně lze říct, že čím větší podíl zatížení tlakem horniny necháme působit na nevystrojený výrub, tím větší budou deformace horninového masívu a naopak tím menší vnitřní síly v primárním ostění [5].

---

<sup>4</sup>Název konvergenční metody v uživatelském prostředí programu GEO5 MKP

# Výpočtový model tunelové konstrukce

Cílem mé práce je modelovat reálné zatížení zemětřesením na reálné konstrukci. K tomuto účelu mi byly poskytnuty podklady týkající se stavby metra v hlavním městě jedné ze Zakavkazských zemí. Z důvodu ochrany dat není možné zmínit konkrétní lokaci stavby ani jiné informace, které by mohly vést k narušení bezpečnosti zveřejněním třetím stranám. Veškeré parametry použité pro tvorbu modelu vycházejí z projektové dokumentace, jejíž části, z výše zmíněných důvodů, nemohou být v textu citovány a výkresová dokumentace nebude součástí práce.

## 2.1 Obecný popis konstrukce

Konstrukce, která je předmětem této práce, je 1,5 kilometrů dlouhý tunel metra sloužící pro hromadnou přepravu obyvatel města. Vznikl v rámci rozšíření existující městské infrastruktury a uveden do provozu byl v roce 2016.

Tunel se skládá ze dvou samostatných tunelových tubusů – západního a východního. Každý tunel slouží pro jeden směr přepravy a společně propojují dvě nově vzniklé stanice metra. Tubusy jsou vedeny ve výšce 87–66 m n. m. v konstantním 14‰ sklonu paralelně vedle sebe a po 200 m jsou propojeny tunelovými spojkami.

Celý tunel byl ražen bez zásahu do nadloží pomocí plnoprofilového tunelovacího stroje TBM s razicí hlavou průměru 6 m. Ostění tunelů je tvořeno betonovými segmenty tloušťky 300 mm.

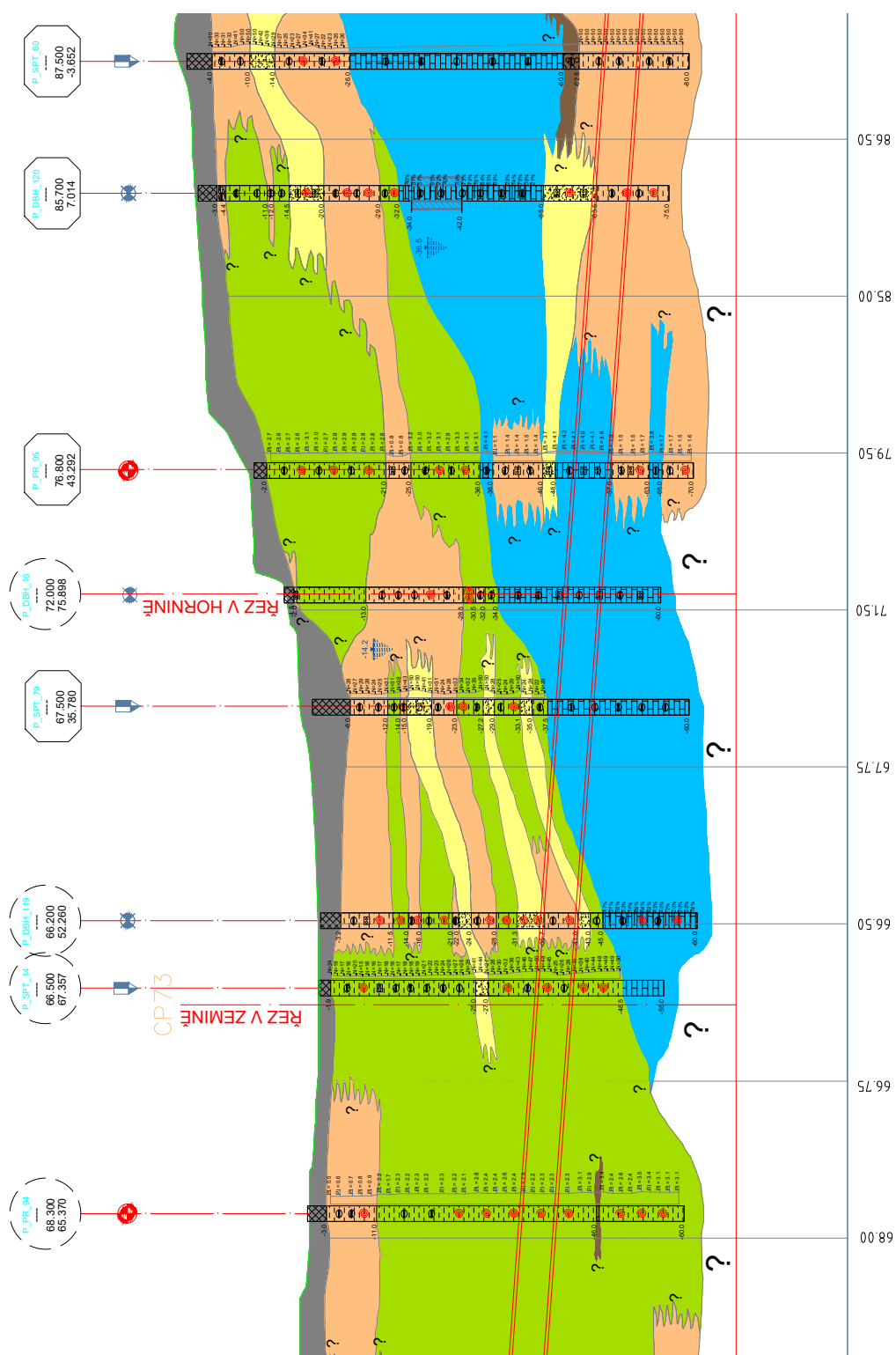
## 2.2 Posuzované řezy tunelové konstrukce

Protože se jedná o liniovou stavbu a předpokládám nulová posunutí a deformace v podélném směru tunelu (z roviny řezů), bude úloha řešena v podmínkách rovinné deformace.



## Kapitola 2. Výpočtový model tunelové konstrukce

Tunelová konstrukce bude posuzována ve dvou řezech východním tunelem. Řezy jsou zvoleny tak, aby reprezentovaly charakteristické podmínky konstrukce a jejího okolí.



Obrázek 2.1: Poloha posuzovaných řezů tunelové konstrukce - východní tunel

- **První řez – řez v zemině** je veden v místě tunelové spojky označené na obrázku 2.1 jako CP 73. Vzhledem k typu úlohy není tunelová spojka v modelu zohledněna.
- **Druhý řez – řez v hornině** je v místě geotechnického vrtu P\_DBH\_16, viz obrázek 2.1.

Model v zemině je uvažován ve dvou variantách. V první je modelován s vrstvou vápence na spodní hranici modelu. Ve druhé se vápenec neuvažuje.

### 2.2.1 Geometrie modelu

Velikost numerického modelu tvořená rozhraním úlohy má zásadní vliv na průběh a přesnost výsledků výpočtu. Pokud by rozhraní nebylo dostatečně velké, docházelo by k ovlivnění napjatosti a přetvoření horninového masívu vlivem okrajových podmínek na hranici modelu. Přílišná velikost modelu ale zbytečně zvyšuje počet řešených algebraických rovnic a tím náročnost výpočtu [5]. S ohledem na tato specifika metody konečných prvků a praktická doporučení byla geometrie modelů nastavena následovně (obrázky 2.4, 2.5 a 2.6):

- Horní hranice modelu je tvořena terénem, který je uvažován vodorovný v příčném směru.
- Svislé boční hranice modelu jsou ve vzdálenosti rovné výšce nadloží tunelu v místě řezu. Tyto hranice mají předepsaná nulová vodorovná posunutí.
- Spodní hranice je vodorovná s předepsanými nulovými posuny. Na počátku studie byla určena v hloubce rovné dvojnásobku výšky nadloží tunelu v daném řezu. Během parametrické studie však byla posunuta o 20 m nahoru. Posunutí hranice mělo minimální vliv na výsledky výpočtu geostatické napjatosti a vzhledem k velikosti numerického modelu snížilo náročnost výpočtu.

### Geometrie tunelu

Tunel byl modelován v samostatné aplikaci programu GEO5 MKP – Tunel [4]. Vzhledem ke způsobu ražby tunelu je ostění modelováno jako kruhové o průměru 6 m.

### Model v zemině

Osa východního tunelu v řezu v zemině je situována v polovině celkové šířky modelu v hloubce 37,35 m. Šířka numerického modelu je 80 m a výška 59 m.

Ve variantě bez vápence je výška modelu 49 m, kde se dle inženýrskogeologického průzkumu nachází hranice mezi geologickými vrstvami modelu. Zbylá geometrie modelu zůstává stejná jako v případě modelu s vápencem.

## Model v hornině

Osa východního tunelu protíná rovinu řezu modelu v hornině hlouběji než u modelu v zemině a to v hloubce 47,54 m. Z toho se odvíjí větší velikost numerického modelu než pro řez v zemině. Svislé hranice modelu jsou ve vzájemné vzdálenosti 90 m. Střed tunelu se opět nachází v polovině celkové šířky modelu. Výška modelu je 69 m. Rozhraní geologických vrstev je v hloubce 34 m.

### 2.2.2 Geologické podmínky

V celé trase plánované stavby metra byl proveden podrobný inženýrskogeologický průzkum. Úloha je řešena v tzv. free field podmínkách<sup>1</sup>. Geologické vrstvy jsou ve zjednodušené variantě odpovídající typu řešení úlohy zadány do numerického modelu podle výkresů geotechnických podélných řezů a výsledků geotechnických zkoušek provedených na průzkumných vrtech.

V místě budoucího tunelu bylo provedeno celkem 5 presiometrických zkoušek, 8 SPT zkoušek a celkem 9 jádrových vrtů pro odběr porušených a neporušených vzorků. Laboratorních měření bylo realizováno celkem 22 – 7 triaxiálních zkoušek a 15 oedometrických zkoušek.

Geologické podloží v místě stavby je tvořeno sedimenty z období kvartéru a neogénu. Tyto sedimenty jsou tvořeny převážně jíly, písky, dále vrstvami vápence a pískovce. Zvolené řezy leží v jednoduchém stratigrafickém profilu tvořeném shora navážkou, několik desítek metrů hlubokou vrstvou jílu s pískovými ččkami a vrstvou vápence. Vzhledem k charakteru úlohy nebyla v modelech uvažována vrstva navážky ani písku. Jíly s nízkou a střední plasticitou byly vzhledem k charakteru úlohy modelovány jedinou vrstvou.

Modely jsou tedy tvořeny jedním typem zeminy a jedním typem horniny (obrázky 2.4, 2.5 a 2.6):

- **Jíl** – Pro popis přetvárných vlastností jílu je použita Mohr-Coulombova podmínka plasticity. Neogenní jíly, které se v oblasti nachází, jsou mírně překonsolidované s nízkou a střední plasticitou.
- **Vápenec** – Chování vápence je popsáno lineárně-elastickým materiálovým modelem. Vrstva vápenců se předpokládá silně zvětralá. Její kvalita s hloubkou stoupá.

Parametry odvozené zeminy a horniny, viz tabulky 2.1 a 2.2 byly stanoveny dle inženýrskogeologického průzkumu. Pokud se parametr materiálu nacházel v nějakém rozmezí, byla jeho výsledná hodnota stanovena zpětnou analýzou vypočtených deformací poklesové kotliny. Korelace správných hodnot zvolených pro výpočet byla konzultována s jedním z autorů projektu.

Hodnota změny modulu pružnosti jílu je zadána tak, že tuhost materiálu lineárně roste s hloubkou od 15 MPa na povrchu do 40 MPa v hloubce 49 m. Tato hloubka odpovídá hloubce rozhraní jílu a vápence v modelu v zemině. Tuhost zeminy totiž závisí na tlaku, který na ni působí a předpoklad konstantní tuhosti by vedl k nereálnému

<sup>1</sup>Free field analýza předpokládá, že geometrie geologického profilu i materiálové parametry hornin a zemin zůstávají v horizontálním směru stále stejné a nijak se nemění.

**Tabulka 2.1:** Stanovené parametry jílu pro numerický model

Parametr	Název	Hodnota	Jednotka
Materiálový model	Mohr-Coulomb		
Objemová tíha	$\gamma$	19,60	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,40	-
Youngův modul pružnosti	$E$	15,00	MPa
Změna modulu pružnosti	$K_d$	0,51	MPa/m
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Součinitel bočního tlaku v klidu	$K_0$	0,700	-
Modul odtížení/přetížení	$E_{ur}$	80,00	MPa
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef}$	25,00	°
Soudržnost zeminy	$c_{ef}$	10,00	kPa
Úhel dilatance	$\psi$	0,00	°
Objemová tíha saturované zeminy	$\gamma_{sat}$	20,60	kN/m <sup>3</sup>

popisu chování. Zohledněním tuhosti rostoucí s hloubkou získám výrazně reálnější výsledky.

Podobným případem nereálného chování by bylo nadměrné zvedání dna tunelu, které by model vykazoval, pokud bych neuvažovala zvýšený modul pružnosti pro odtížení. Zavedením zvýšené tuhosti podloží se tyto nadměrné deformace omezí.

**Tabulka 2.2:** Stanovené parametry vápence pro numerický model

Parametr	Název	Hodnota	Jednotka
Materiálový model	elastický		
Objemová tíha	$\gamma$	21,70	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,30	-
Youngův modul pružnosti	$E$	630,00	MPa
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Součinitel boč. tlaku v klidu	$K_0$	0,700	-
Obj. tíha sat. zeminy	$\gamma_{sat}$	22,70	kN/m <sup>3</sup>

Vliv ustálené hladiny podzemní vody je zaveden do obou numerických modelů. HPV modelu, kde je tunelový tubus v zemině, je v hloubce 7,55 m pod povrchem. Ve druhém modelu (model v hornině) je HPV v hloubce 14,40 m.

### 2.2.3 Síť konečných prvků

V běžných úlohách napjatosti se obvykle používají víceuzlové (šestiuzlové v programu GEO5 MKP) prvky, protože použití méněuzlových (tříuzlových v programu GEO5

MKP) prvků by mohlo vést k příliš tuhé odezvě konstrukce a zjemňování sítě by nemuselo vést k řešení. Současná verze programu GEO5 MKP s možností dynamického výpočtu zemětřesení neumožňuje volbu víceuzlových prvků, proto bylo nutné zvolit pro tvorbu sítě konečných prvků modelu tříuzlové trojúhelníkové prvky. Z tohoto důvodu byla u modelu v zemině provedena studie posouzení vlivu stupně aproximace pole posunutí na predikci stavu napětí a deformace na konci exkavace. Dále se sledovaly hodnoty vnitřních sil na ostění tunelu.

Výchozí síť konečných prvků pro studii vlivu stupně aproximace byla tvořena šestiuzlovými trojúhelníkovými prvky o délce hrany 2,0 m. Vzhledem k velikosti výrubu je síť kolem ostění výrubu zahuštěna prvky délky 0,5 m. Tato délka je v souladu s doporučením, aby maximální délka prvku v této oblasti korespondovala s předpokládanou tloušťkou primárního ostění v případě provádění tunelu NRTM. Poloměr zahuštění byl zvolen 10 m. Směrem k okrajům modelu je síť plynule zředována kolem volných linií až na prvky délky 8 m.

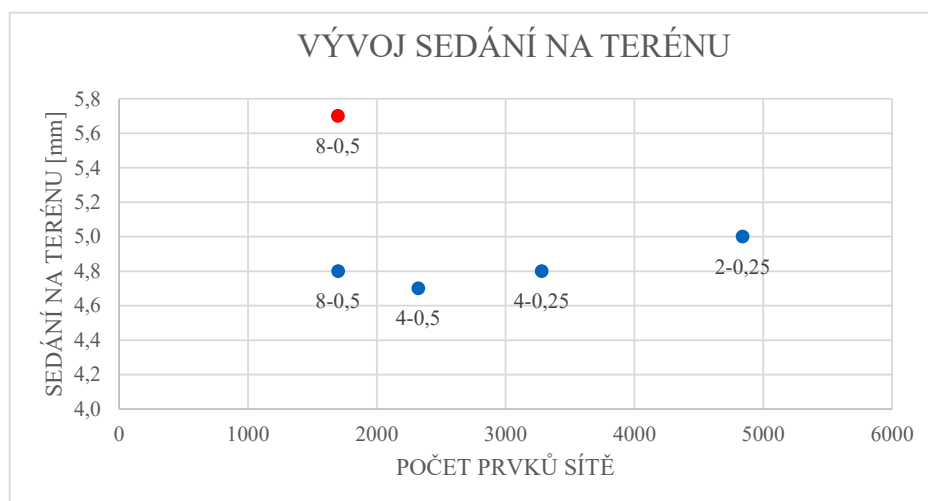
Pro studii byly stejným způsobem vytvořeny 4 modely s tříuzlovými prvky lišícími se pouze mírou zhuštění/zředění:

- síť s délkou hrany prvku 2 m se zahuštěním na 0,5 m kolem ostěním výrubu a zředěním na okrajích modelu na prvky délky 8 m
- síť s délkou hrany prvku 2 m se zahuštěním na 0,5 m kolem ostěním výrubu a zředěním na okrajích modelu na prvky délky 4 m
- síť s délkou hrany prvku 2 m se zahuštěním na 0,25 m kolem ostěním výrubu a zředěním na okrajích modelu na prvky délky 4 m
- síť s délkou hrany prvku 2 m se zahuštěním na 0,25 m kolem ostěním výrubu bez zředění na okrajích modelu

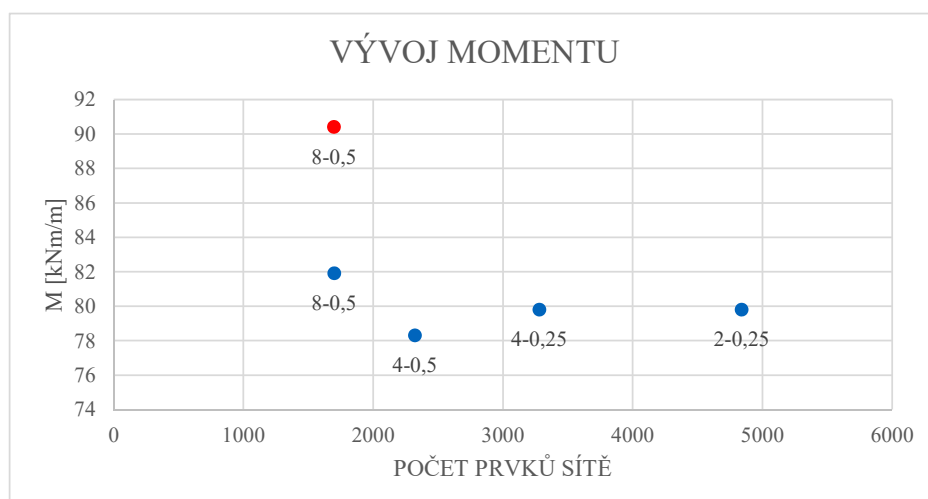
**Tabulka 2.3:** Vliv stupně aproximace pole posunutí na vybrané parametry modelu v zemině při dané velikosti prvku sítě konečných prvků

Síť	Počet prvků	Sedání [mm]			Vnitřní síly	
		Terén	Koruna	Dno	N <sup>-</sup> [kN/m]	M [kNm/m]
2-0,25	4840	5,0	15,2	-9,0	912,3	79,8
4-0,25	3280	4,8	15,1	-9,0	920,8	79,8
4-0,5	2322	4,7	15,5	-8,8	923,0	78,3
8-0,5	1700	4,8	15,2	-9,0	910,5	81,9
8-0,5	1700	5,7	15,7	-9,3	908,1	90,4

Vybrané výsledky studie jsou vidět v tabulce 2.3 a na obrázcích 2.2 a 2.3. Červenou barvou jsou značeny výsledky sítě tvořené víceuzlovými prvky, zbylé jsou sítě z prvků tříuzlových.



**Obrázek 2.2:** Vliv stupně aproximace pole posunutí na vývoj sedání na terénu při dané velikosti prvku sítě konečných prvků



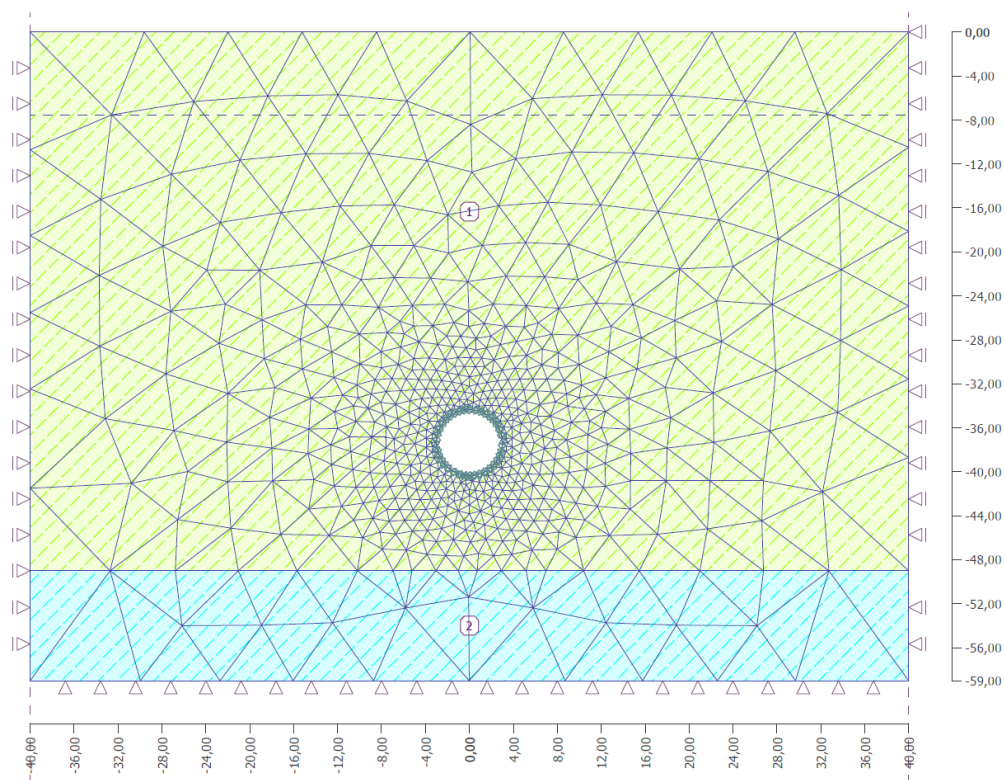
**Obrázek 2.3:** Vliv stupně aproximace pole posunutí na velikost maximálního momentu na ostění při dané velikosti prvku sítě konečných prvků

Z výsledků studie plyne, že modely aproximované lineární funkcí vykazují opravdu tužší chování než model aproximovaný kvadraticky. Dále bylo zjištěno, že výsledky jemnějších tříuzlových sítí spíše nekonvergují k výsledkům sítě šestiuzlové. Použití sítě z prvků kratší délky než použitých ve výchozí víceuzlové síti nevede k o tolik přesnějším výsledkům, aby bylo jejich použití při výpočtu vhodné.

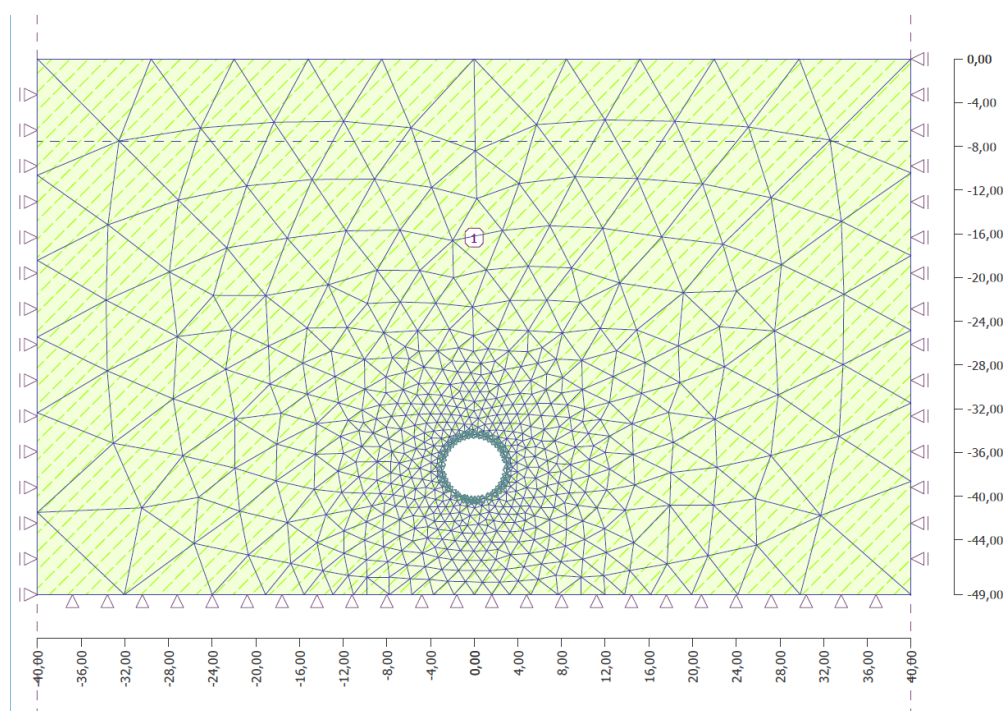
Pro výpočet byla tedy zvolena síť konečných prvků tvořena tříuzlovými prvky délky hrany 2,0 m. Kolem ostění tunelu je síť zjemněna na prvky délky 0,5 m a směrem k okrajům modelu se velikosti hran prvků plynule zvětšují až na 8 m.

Obdobným způsobem byla vytvořena síť konečných prvků jak pro model v zemině bez uvažovaného vápence v podloží tunelu, tak pro model v hornině. Výsledné sítě jsou zobrazeny na obrázcích 2.4, 2.5 a 2.6.

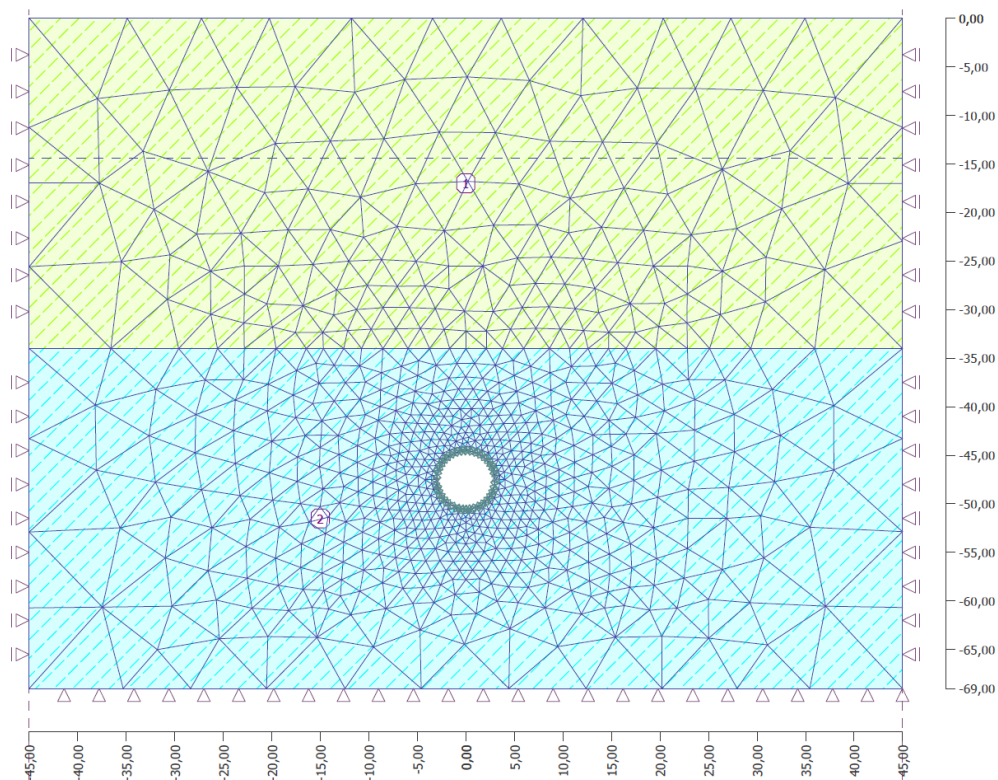




Obrázek 2.4: Numerický model pro řez v zemině: 1) jíl - 49 m, 2) vápenec - 10 m



Obrázek 2.5: Numerický model pro řez v zemině bez vrstvy vápence: 1) jíl - 49 m



Obrázek 2.6: Numerický model pro řez v hornině: 1) jíl - 34 m, 2) vápenc - 35 m

## 2.2.4 Exkavace

Zjednodušení ražby metodou TMB na dvourozměrný problém je značně problematické. Účinek razicího štítu ani tuhnutí injektážní směsi mezi segmenty a zemínou ani do-sednutí zeminy na ostění v případě nedokonalé injektáže není možné ve 2D modelu zohlednit. K simulaci třetího rozměru konstrukce byla použita konvergenční metoda popsaná v kapitole 1.4, která umožňuje zavést do modelu proběhlé deformace zeminy před čelbou.

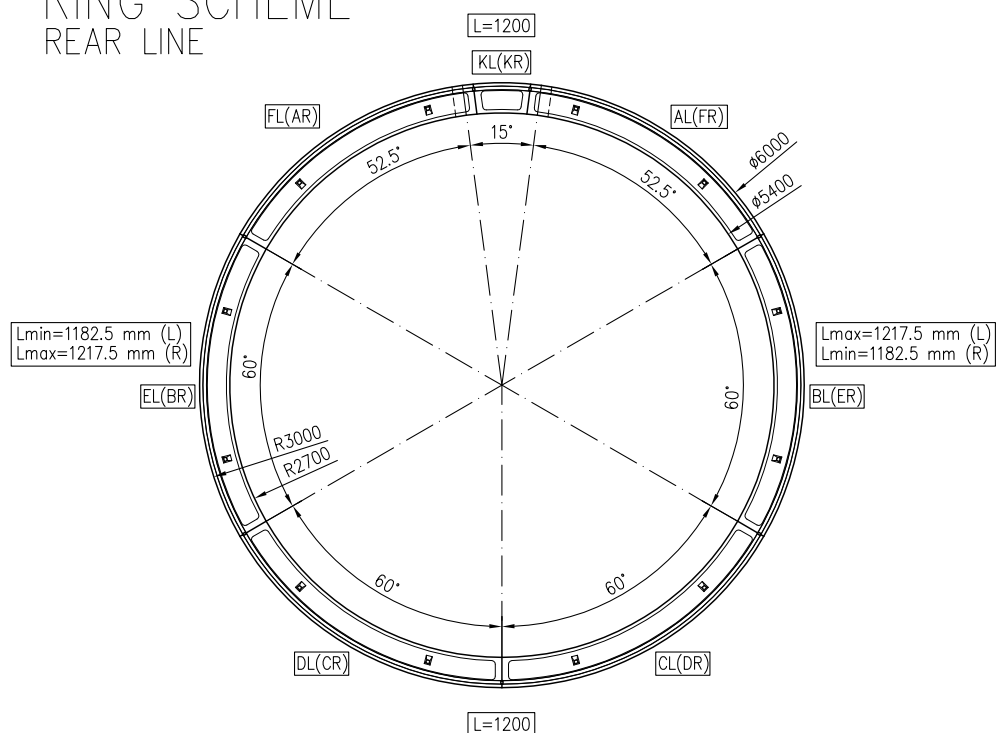
Pro určení procenta exkavace se vycházelo z požadavku, aby maximální svislá defor-mace poklesové kotliny nepřekročila 20 mm. Míra zatížení nevyztuženého výrubu se liší pro každý model a je procentuálně určena v popisu výpočtových fází daného modelu.

## 2.2.5 Segmentové ostění

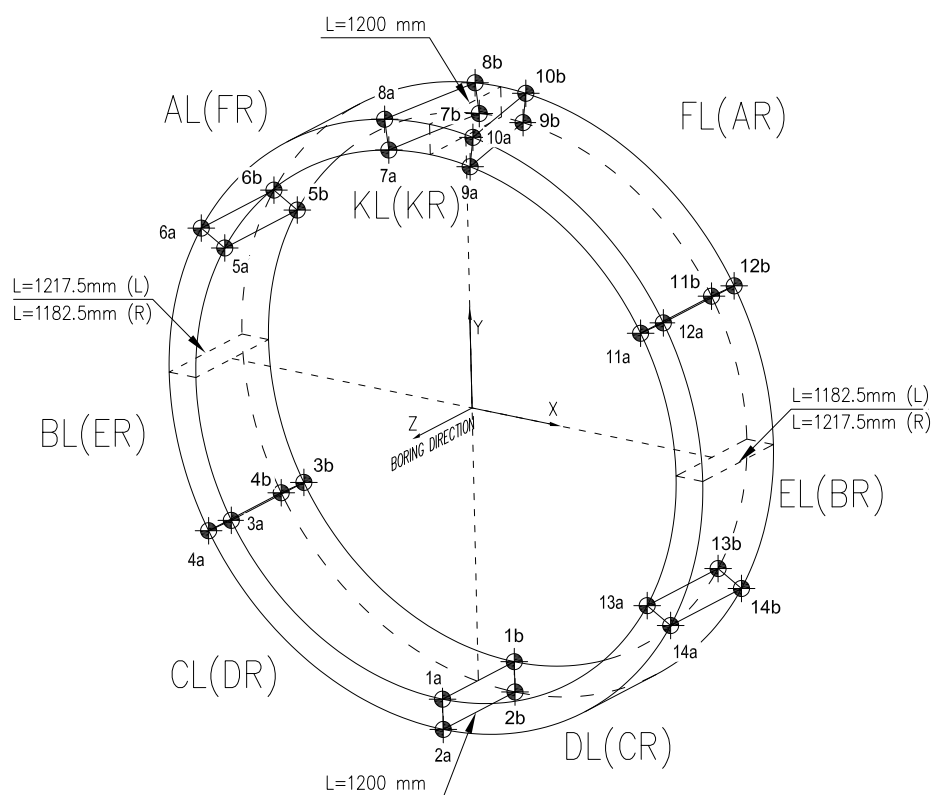
S ohledem na poměrnou štíhlost segmentového ostění byly pro jeho modelování použity 1D nosníkové prvky. Podélná spára mezi segmenty není průběžná. Z tohoto důvodu byl mezi jednotlivými segmenty zaveden tuhý spoj. Ostění má tloušťku 300 mm a je z be-tonu pevnostní třídy C 30/37 definované Youngovým modulem pružnosti  $E = 33$  GPa a modulem pružnosti ve smyku  $G = 13,75$  GPa. Protože se jedná o prefabrikované dílce, není v modelu uvažován vliv stárnutí betonu, typický pro primární ostění ze stříkaného betonu používaného při ražbě NRTM.



RING SCHEME  
REAR LINE



(a) Příčný řez



(b) Perspektiva

**Obrázek 2.7:** Segmentové ostění tunelu

## 2.2.6 Fáze výpočtu

Ražba tunelu byla modelována následujícími fázemi výpočtu<sup>2</sup>:

### Model v zemině

#### 1. fáze

Výpočet primární geostatické napjatosti horninového masívu  $K_0$  procedurou.

#### 2. fáze

Ražba tunelu, aktivace 30 % zatížení na nevyztužený výrub tunelu.

#### 3. fáze

Vyztužení tunelu segmentovým ostěním, aktivace zbylých 70 % zatížení na výrub.

### Model v hornině

#### 1. fáze

Výpočet primární geostatické napjatosti horninového masívu  $K_0$  procedurou.

#### 2. fáze

Ražba tunelu, vyztužení tunelu segmentovým ostěním, aktivace 100 % zatížení na výrub tunelu.

## 2.2.7 Výsledky výpočtu

Výsledky výpočtu jsou prezentovány pomocí tabulky s vybranými parametry a grafickými výstupy z programu GEO5 MKP.

Z výsledků výpočtu v tabulce 2.4 je vidět, že vnitřní síly na ostění tunelu u modelů v zemině se liší v řádu desetin jednotek, v případě maximálního momentu v řádu jednotek. Pro statický výpočet tedy nemá pevné podloží tvořené vápencem skoro žádný vliv a ostění je namáháno stejnými silami.

Dále se dá pozorovat vliv výšky nadloží nad tunelem. V modelu v zemině je osa tunelu umístěna o necelých 10 m výše než v modelu v hornině. Tomu odpovídá nižší průběh normálových sil než u druhého modelu, kde je tunel ve větší hloubce.

V důsledku redistribuce napětí v okolí výrubu tvoří vápenec, ve kterém je tunel situován v druhém modelu, horninovou klenbu nad výrubem a tím značně omezuje deformace ostění. Hornina se v této oblasti stává nosnou a na ostění působí pouze rozvolněná hornina ze zóny snížených napětí kolem výrubu, která má tendence se do výrubu sesouvat. Zemina není schopna roznášet tak vysoká napětí způsobená odstraněním zeminy z výrubu, proto na ostění doléhá plnou vahou. Důsledkem menších deformací ostění modelu v hornině jsou menší namáhání ohybovým momentem a smykem, která jsou z hodnot v tabulce 2.4 zřejmá.

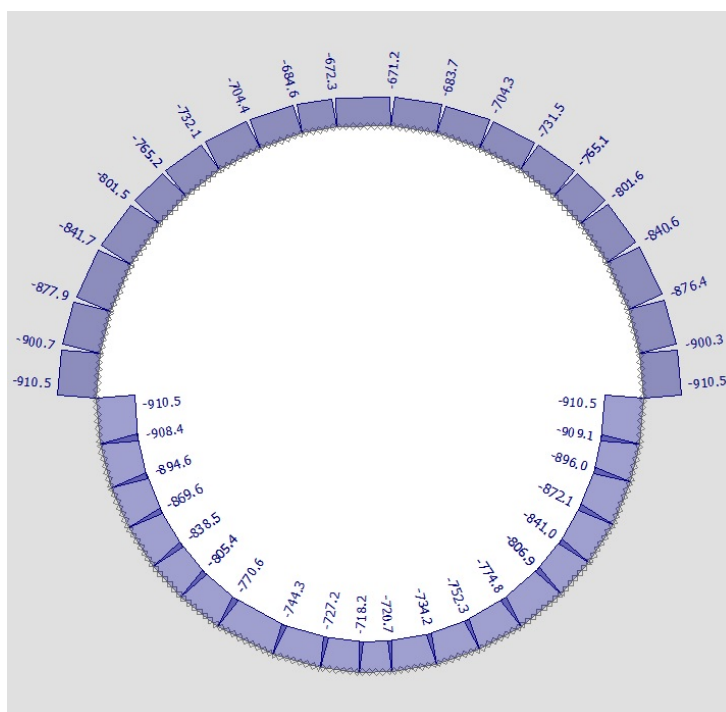
---

<sup>2</sup>Stejně výpočtové fáze jako pro model v zemině byly použity i pro model v zemině bez uvažované vrstvy vápence.

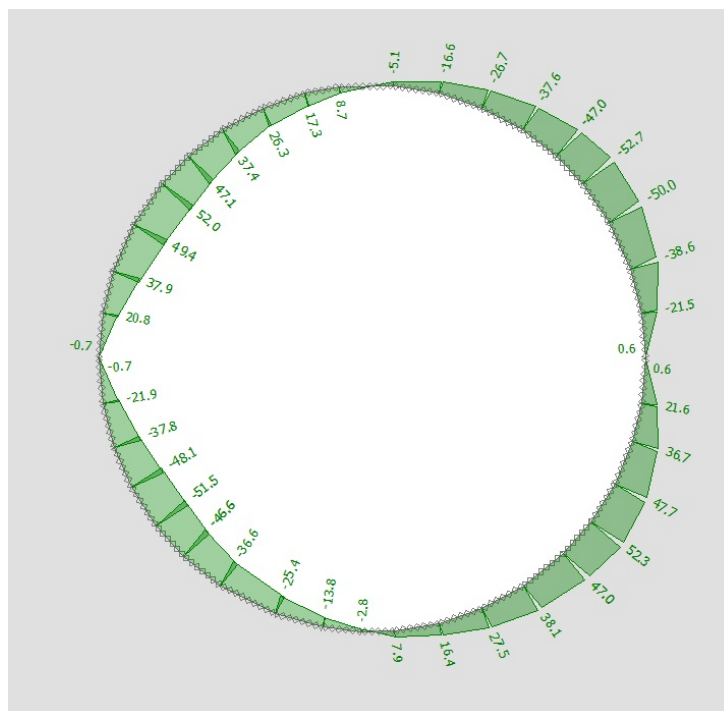
**Tabulka 2.4:** Extrémní hodnoty vnitřních sil na ostění tunelu na konci exkavace

Model	Vnitřní síly na ostění					
	$N_{\max}$	$N_{\min}$	$Q_{\max}$	$Q_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m
Model v zemině	-910,5	-671,2	52,3	-52,7	68,4	-81,9
Model v zemině bez vápence	-909,7	-671,7	52,7	-52,4	67,0	-81,6
Model v hornině	-1657,7	-1201,5	15,8	-15,0	25,6	-23,6

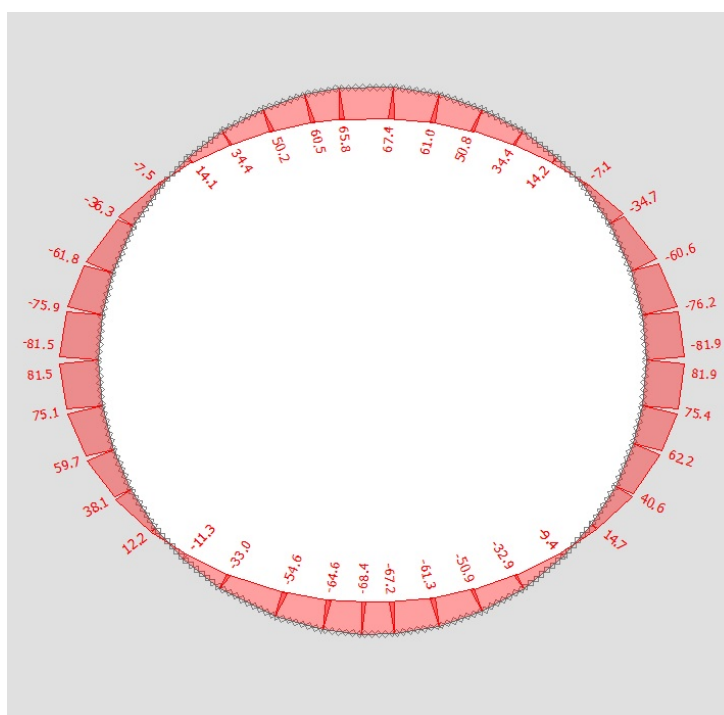
Na následujících třech obrázcích jsou postupně vykresleny vnitřní síly na ostění tunelu, vždy pro jeden posuzovaný model příčného řezu tunelu. Ostění tunelu je tvořeno dvěma nosíkovými prvky. Jeden tvoří horní, druhý dolní klenbu tunelové konstrukce. Každý z těchto nosíkových prvků má vlastní lokální souřadný systém, který se v tomto případě neshoduje s lokálním souřadným systémem prvku druhého. Globální souřadný systém, lokální souřadné systémy i konvence vykreslení výsledků jsou programem definovány automaticky a nelze je změnit. Proto jsou normálové a posouvající síly vykresleny střídavě na vnější a vnitřní části ostění dle části klenby, ve které vznikají a v místě napojení horní klenby na dolní se mění znaménko ohybových momentů.


**(a)** Normálová síla

**Obrázek 2.8:** Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v zemině

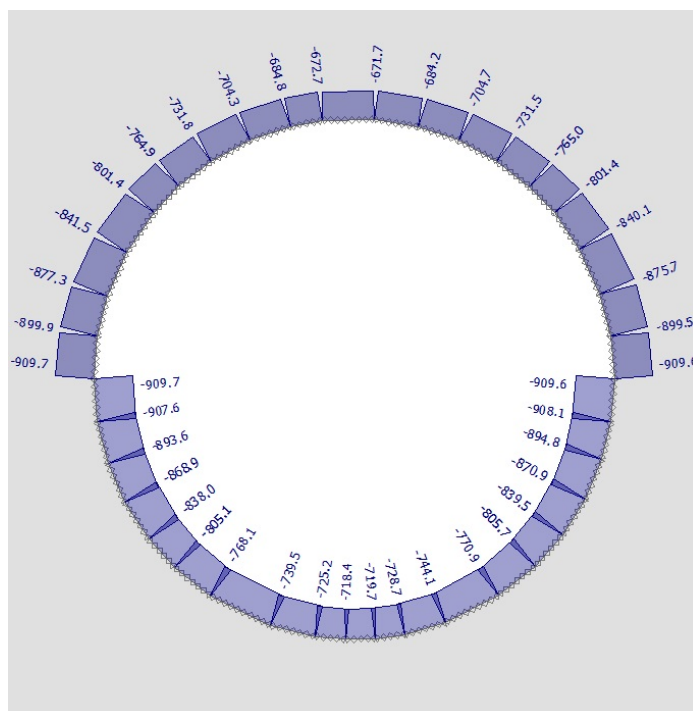


(b) Posouvající síla

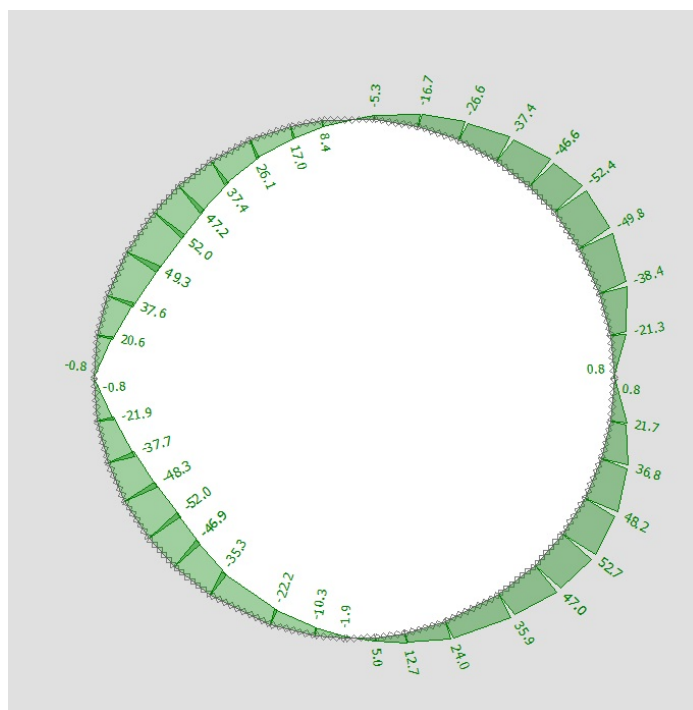


(c) Ohybový moment

Obrázek 2.8: (pokračování) Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v zemině

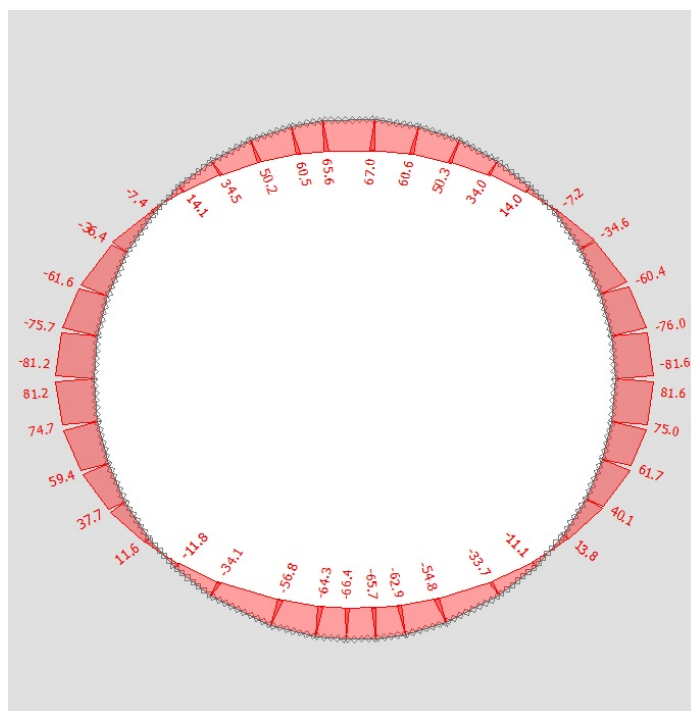


(a) Normálová síla



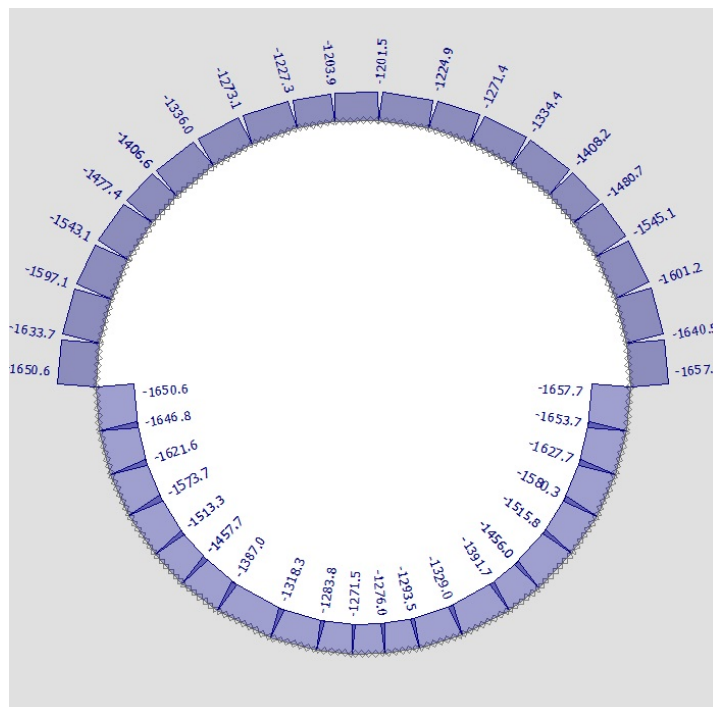
(b) Posouvající síla

Obrázek 2.9: Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v zemině bez vápence



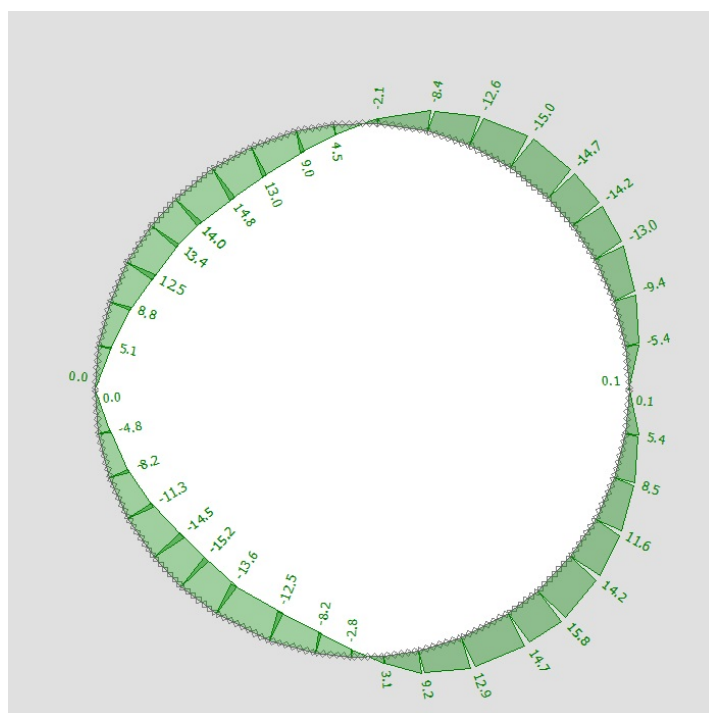
(c) Ohybový moment

**Obrázek 2.9:** (pokračování) Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v zemině bez vápence

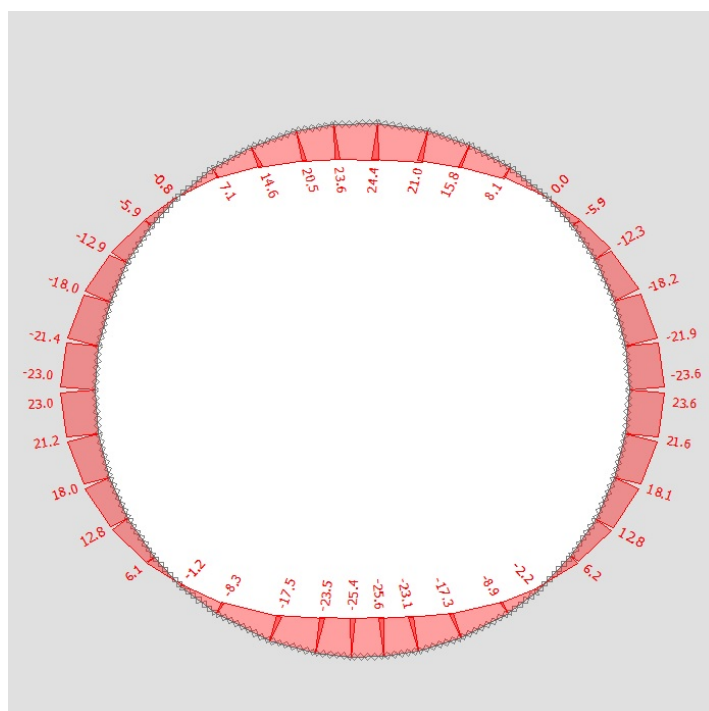


(a) Normálová síla

**Obrázek 2.10:** Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v hornině



(b) Posouvající síla



(c) Ohybový moment

**Obrázek 2.10:** (pokračování) Vykreslení vnitřních sil na ostění tunelu pro model v horizontě

# Zemětřesení v geotechnice

Zemětřesení je náhlý pohyb půdy způsobený uvolněním velkého množství energie v zemském tělese. Otřesy se většinou objevují náhle, postihují rozsáhle oblasti a během několika desítek vteřin za sebou zanechávají rozsáhlé škody. Předpověď zemětřesení je při současném stupni vědy a techniky nemožná a i přes pokroky v oblasti výzkumu seismicity a dynamiky zemského tělesa je ochrana před často zničujícími účinky otřesů velice obtížná. Taková zemětřesení vznikají přirozeně pohybem litosferických desek a představují největší riziko pro konstrukce.

Seismické vlny mohou ale vznikat i uměle jako důsledek lidské činnosti. Mezi takové činnosti patří typicky důlní činnost nebo doprava. Otřesy technické seismicity bývají slabé a obvykle periodicky se opakující. Intenzitu pohybů je v některých případech možné předvídat a provést opatření, která negativní účinky zemětřesení omezí na minimum [8].

## 3.1 Typy seismických vln

Uvolněná kumulovaná energie se z hypocentra šíří ve formě elastických seismických vln. Šířící se vlny jsou během postupu potlačeny útlumem způsobeným prostředím, kterým procházejí. Seismické vlny se dělí na několik typů, které se liší rychlostí šíření, vlastním pohybem částic a ničivými účinky [9].

### 3.1.1 Podpovrchové vlny

Podpovrchové objemové vlny se šíří uvnitř těles. Dělí se na tlakové P-vlny a smykové S-vlny.



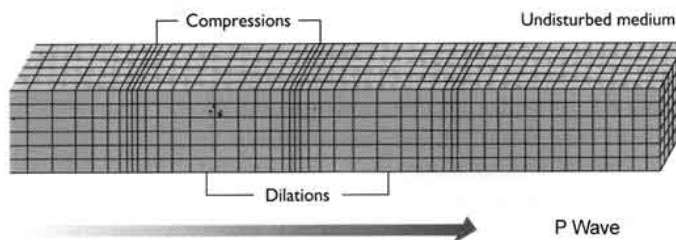
## P-vlny

Primární či tlakové P-vlny jsou podélné vlny, které se šíří v jakémkoli prostředí a prochází tedy celým zemským tělesem. Při šíření P-vln dochází k periodické kompresi a expanzi hmoty ve směru šíření. Ačkoli se primární vlny šíří největší rychlostí a seismografy je zaznamenávají jako první, způsobují minimální škody.

Rychlost šíření P-vlny je dána výrazem

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}}. \quad (3.1)$$

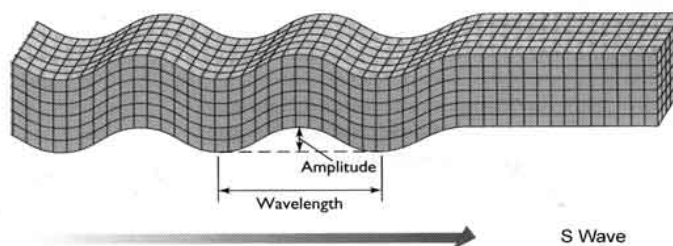
Z výrazu plyne, že pro nestlačitelný materiál se šíří tlaková vlna rychlostí teoreticky rovnou nekonečnu. Pro pevné neporušené horniny získáváme rychlost v řádech tisíců m/s. Pro velmi měkké zeminy v jednotkách m/s.



Obrázek 3.1: Princip způsobu šíření P-vlny [10]

## S-vlny

Přestože se S-vlny šíří pomaleji než vlny primární (přibližně 0,5 – 0,6 rychlosti P-vln) a na seismogramu se objeví až po P-vlnách, mají z hlediska účinků zemětřesení na konstrukce zásadní vliv. Princip šíření příčné neboli sekundární vlny je založen na kmitání částic kolmo na směr šíření vlny. Představují tedy mnohem větší nebezpečí pro stavby, protože při jejich působení dochází k fyzickému pohybu zemského povrchu.



Obrázek 3.2: Princip způsobu šíření S-vlny [10]

Na rozdíl od podélných vln, nemohou smykové vlny procházet kapalinami a plyny, proto vzniká na opačné straně planety oblast zastínění S-vln způsobená překážkou v podobě kapalného jádra Země.

Rychlost šíření S-vln je závislá na modulu pružnosti ve smyku  $G$  a hustotě materiálu  $\rho$ , kterým vlna prochází

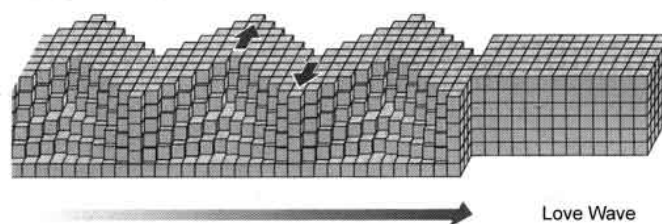
$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (3.2)$$

### 3.1.2 Povrchové vlny

Po povrchu těles nebo na rozhraní mezi nimi se vlny šíří v podobě dvou typů s-vln (surface waves). Povrchové vlny jsou celkově pomalejší než vlny podpovrchové. Protože je ale jejich energie uložena blízko povrchu Země, mohou se na seismogramu zobrazovat jako největší signály. Vzhledem k jejich značným amplitudám pohybují výrazně zemským povrchem a to jak ve vertikálním směru, tak směru horizontálním.

#### Loveovy vlny

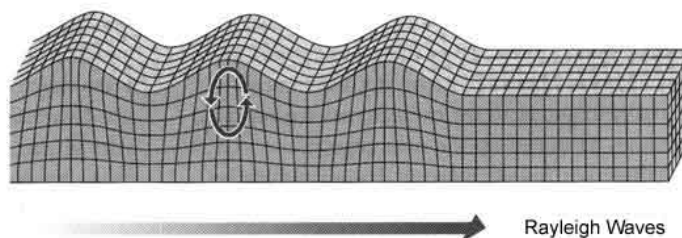
Loveovy vlny vznikají v důsledku šíření horizontálních S-vln a kmitají částicemi kolmo na směr vlnění v horizontální rovině, viz obrázek 3.3.



Obrázek 3.3: Princip způsobu šíření Loveovy vlny [10]

#### Rayleighovy vlny

Pomalejší Rayleighovy vlny jsou důsledkem vzájemného působení S-vln a P-vln. Jednotlivé částice Rayleighovy vlny kmitají ve vertikální rovině a vykonávají pohyb po eliptické trajektorii.



Obrázek 3.4: Princip způsobu šíření Rayleighovy vlny [10]

## 3.2 Detekce seismických vln

V současné době se seismické vlny zaznamenávají velice citlivými přístroji zvanými seismografy. Seismografy jsou poměrně jednoduché přístroje, fungující na principu setrvačnosti hmoty. Seismograf tvoří kyvadla s určitým stupněm volnosti, která se při otřesech snaží zůstat v původní poloze. Tím dochází k relativnímu pohybu mezi částí seismografu, která je spojena s vlnící se zemí a setrvačnou hmotou kyvadla. Jednotlivé kmity jsou poté mechanicky zaznamenávány na registrační papír, tím vzniká grafický zápis zemětřesení, kterému se říká seismograf.

Seismografické stanice po celém světě neustále zaznamenávají informace o pohybech zemské kůry a to jak lokálních, tak silných vzdálených. Pokud se k měření zemětřesení využije dat z více seismografických stanic, lze z doby šíření jednotlivých vln lokalizovat hypocentrum zemětřesení.

## 3.3 Volba záznamu zemětřesení

Zatížení zemětřesením má dynamický charakter. Aby bylo možné zavést zatížení do výpočtů, definuje se zemětřesení zrychlením podloží vyvolaným procházející vlnou. Časový průběh této veličiny se označuje jako akcelerogram a tvoří přímý vstup do výpočtu metodou konečných prvků.

Pro účely mé práce byl použit záznam reálného zemětřesení. Protože se přímo v místě posuzované konstrukce nenachází žádná seismografická stanice, která by mohla poskytnout vhodný záznam zemětřesení pro analýzu účinků dynamických otřesů na konstrukci, bylo nutné použít akcelerogram z jiné blízké stanice.

Zemětřesná událost byla cíleně zvolena tak, že její hypocentrum přibližně půlí vzdálenost mezi tunelem, který je předmětem této práce, a seismografem, ze kterého záznam pochází. Za předpokladu stejného geologického vývoje a petrografického složení geologického profilu na spojnici těchto míst lze uvažovat stejný průběh zemětřesení v místě konstrukce, jako byl změřen seismografickou stanicí.

Zaznamenán byl tzv. rock outcrop motion. To znamená, že seismograf byl umístěn na podloží tvořeném skálou s vysokým modulem pružnosti. Kapitola 4.1.1 popisuje chování vln na rozhraní dvou materiálů a vysvětluje, proč akcelerogram zaznamenávající rock outcrop motion tvoří přímý vstup pro pevnou okrajovou podmínku popsanou v téže kapitole.

Záznam pochází z doby, kdy už byl tunel zcela v provozu a to ze dne 4. 9. 2015. První vlny byly zaznamenány ve 4 hodiny 49 minut a 53,388 sekundy a celé zemětřesení trvalo 200,95 sekundy. Hypocentrum zemětřesení bylo v hloubce 14 km pod zemským povrchem a dosáhlo momentové magnitudy 5,5. Záznam tvoří soubory s časovým průběhem zrychlení, rychlosti a posunu pro dva směry kolmé na směr šíření vlny a jeden pro podélný směr, shodný s orientací postupu vlny.

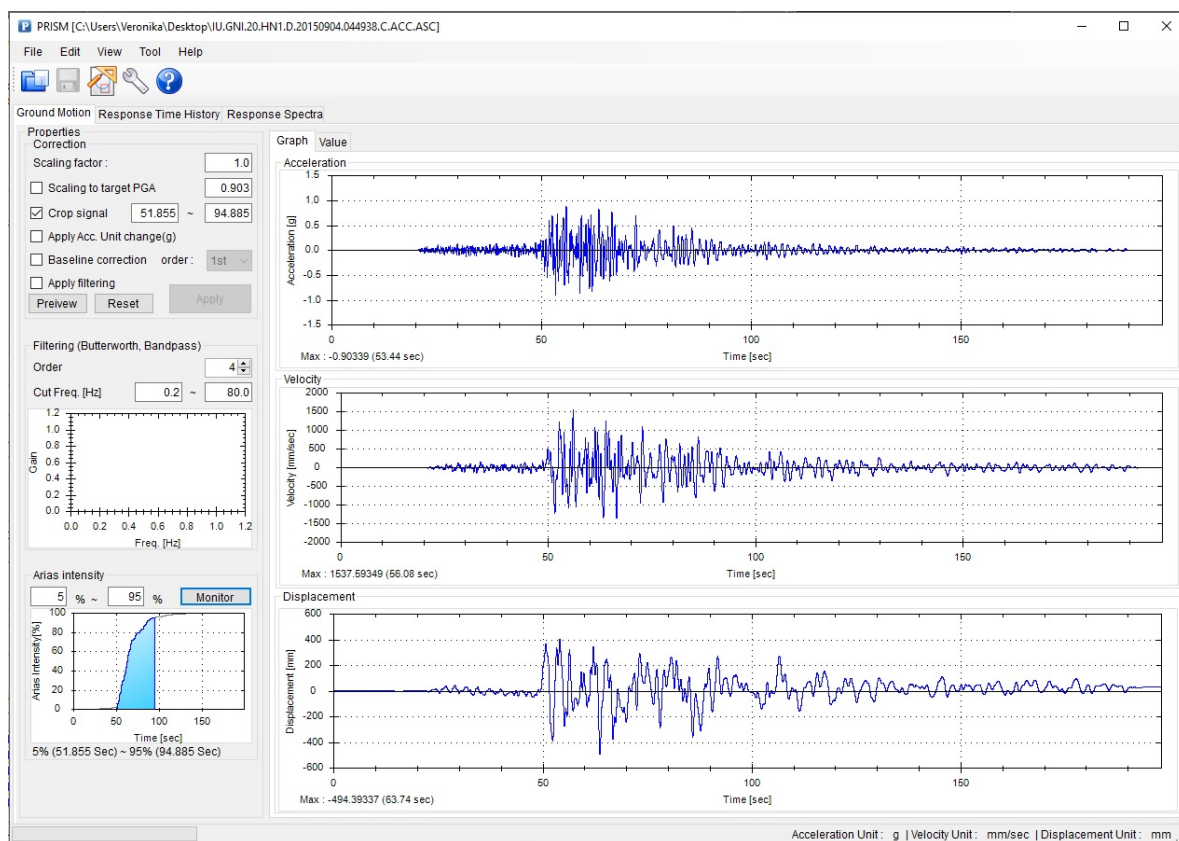
Protože se budu zabývat pouze smykovými S-vlnami a úloha bude řešena ve 2D free field podmínkách, byl pro účely této práce vybrán akcelerogram pro jeden ze zaznamenaných kolmých směrů vzhledem ke směru šíření vlny. Ten se stal výchozím pro veškeré

provedené výpočty.

### 3.3.1 Úprava záznamu pro plně dynamický výpočet

Vybraný záznam bylo potřeba upravit pro účely výpočtu. Národní návrhová norma určuje oblast umístění konstrukce jako seismickou zónu 2. Město konkrétně spadá do oblasti 8 dle klasifikace MSK. Seismická oblast určuje návrhové zrychlení použité pro posouzení účinků zemětřesení rovno 0,25 g. Zemětřesení takové síly má v oblasti statistickou dobu návratu 1000 let. Pro orientaci, maximální hodnoty zrychlení, rychlosti a posunu podloží dosažené během otřesů jsou  $a = 2,45 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,  $v = 0,44 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  a  $u = 0,77 \text{ m}$

Pro modifikaci akceleroogramu byl použit program Prism [11]. Prism je volně dostupný systém pro analýzu seismické odezvy konstrukcí idealizovaných jedním stupněm volnosti. Mezi hlavní nástroje programu patří možnost modifikovat záznam a to jak jeho délku, tak škálu hodnot. Program postupnou integrací dopočítává rychlosti a posuny ze zadaného zrychlení a tím dává dokonalý přehled o časovém průběhu zemětřesení. Dále nabízí možnost analyzovat záznam různými modely hystereze a generovat lineární i nelineární spektra odezvy.



**Obrázek 3.5:** Ukázka uživatelského prostředí programu Prism použitého pro modifikace záznamu. Na obrázku je výchozí záznam reálného zemětřesení použitého pro veškeré provedené výpočty.

PGA (peak ground acceleration) záznamu bylo upraveno na požadovaných 0,25 g. Dále byl záznam oříznut. Plně dynamická analýza je numericky náročná a tím klade vysoké požadavky na čas nutný k provedení výpočtu. Ze záznamu bylo uměle vystřiženo 50 s, kdy docházelo k největším pohybům podloží. V původním záznamu se jedná o interval mezi 50 s a 100 s záznamu (původní záznam je zobrazen na obrázku 3.5). Zkrácením záznamu se snížil počet nutných výpočetních kroků na čtvrtinu.

Poslední úprava se týkala časového kroku integrace. Původní časový krok 0,005 s byl zvětšen na 0,01 s. Akceleroqram byl integrován Newmarkovou metodou a výsledky integrace byly zapsány do vstupních souborů pro analýzu účinků zemětřesení na konstrukci s požadovaným časovým krokem. Správnost hodnot získaných integrací byla ověřena v programu Prism.

Těmito úpravami se snížil počet integračních kroků na přibližně 6 000. I tak se čas potřebný k provedení výpočtu pohybuje v řádu desítek až stovek minut. Nicméně je potřeba si uvědomit, že nelze záznam upravovat dle libosti. Vlivům, jaké úpravy záznamu mají na výsledné hodnoty, se věnuje kapitola 5.5.

# Princip řešení metodou konečných prvků

V současné době je možné dynamické úlohy řešit několika způsoby. Přesné výsledky účinků zemětřesení na konstrukci je možné získat plně dynamickou analýzou metodou konečných prvků. Protože je ale taková úloha značně komplikovaná a definovat její okrajové podmínky je složité, využívají se v praxi převážně zjednodušené metody popsané v normách [1, 2, 3]. Takové metody se označují jako pseudo-statické a jejich principem je převést dynamické namáhání konstrukce na dodatečné statické zatížení, které se potom aplikuje na konstrukci.

Základní metody řešení dynamických úloh jsou:

- **Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků** – Plně dynamická analýza je předmětem této práce a její postup je popsán v následujících podkapitolách.
- **Pseudo-statický výpočet** – V případě řešení úloh pseudo-statickým výpočtem se používají dvě metody řešení:
  - **Analytická metoda**, která řeší lineární homogenní úlohu rámového nebo kruhového ostění. Metoda využívá analytických vztahů mezi rychlostí podloží a vnitřními silami na ostění. Je značně zjednodušená a má pouze omezenou oblast použití. Na druhou stranu poskytuje rychlou možnost odhadu velikosti namáhání konstrukce a tím kontrolu správnosti složitějších výpočtů. Princip metody je popsán v [12].
  - **Pseudo-statický výpočet metodou konečných prvků** uvažuje nehomogenní vrstevnaté prostředí a nelineární chování zemin. Pomocí 1D free field analýzy se určí maximální zkosení vrstev, která předepsáním do okrajových podmínek úlohy reprezentují maximální dynamické namáhání od zemětřesení. Úloha je dále počítána metodou konečných prvků stejným způsobem jako v případě čistě statických úloh.

## 4.1 Plně dynamický výpočet metodou konečných prvků

Numerické řešení dynamických účinků zatížení vychází z d'Alembertova principu, který říká, že součet všech sil působících na těleso ve směru kmitání je roven nule. Aplikujeme-li tento princip na úlohu s mnoha stupni volnosti, získáme soustavu pohybových diferenciálních rovnic II. řádu ve tvaru

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t). \quad (4.1)$$

Matice  $\mathbf{M}$  představuje matici hmotnosti,  $\mathbf{C}$  matici tlumení,  $\mathbf{K}$  matici tuhosti konstrukce a  $\mathbf{F}$  vektor vnějších zatížení předepsaných v uzlech řešeného systému. Vektor  $\mathbf{u}$  je vektorem neznámých uzlových posunutí.

V případě vlastního kmitání soustavy přejde rovnice 4.1 na tvar

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0, \quad (4.2)$$

který je výchozí rovnicí pro určení vlastních tvarů a kruhových frekvencí používaných pro posuzování chování konstrukcí v inženýrské praxi.

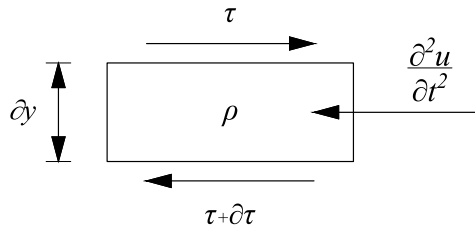
### 4.1.1 1D free field úloha

V následující části práce odvodíme řídicí diferenciální rovnici vlnění platnou v každém bodě systému a následně dva typy okrajových podmínek pro řešení 1D free field úlohy. V případě free field modelu lze šíření smykových vln popsat časově závislým 1D modelem, kde jsou veškeré proměnné funkcí svislé souřadnice  $y$  a času  $t$  [13].

Odvození a formulace rovnic je provedeno pouze pro smykové vlny, které jsou později zavedeny do 2D modelu konstrukce. V případě tlakových vln by řešení bylo analogické.

#### Vlnová rovnice

Pro odvození vlnové rovnice vyjdeme z Cauchyho podmínky rovnováhy na elementárním kvádru. Protože řešíme pouze šíření smykových vln, dochází k pohybu elementu pouze ve vodorovném směru a na jeho povrchu se indukují smykové napětí  $\tau$ .



Obrázek 4.1: Vodorovná podmínka rovnováhy na elementárním kvádru

Z obrázku 4.1 je zřejmé, že v systému musí platit podmínka rovnováhy ve vodorovném směru ve tvaru



$$\frac{\partial \tau(y, t)}{\partial y} - \rho \frac{\partial^2 \tau(y, t)}{\partial t^2} = 0, \quad (4.3)$$

kde  $\rho$  značí hustotu materiálu. Předpokládáme lineárně-pružný materiál, pro který má Hookeův zákon tvar

$$\tau(y, t) = G\gamma(y, t) = \frac{\partial u(y, t)}{\partial y}. \quad (4.4)$$

Dosazením rovnice 4.4 a rovnice rychlosti šíření smykové vlny  $c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$  do rovnice 4.3 získáme tzv. vlnovou rovnici

$$c_s^2 \frac{\partial^2 u(y, t)}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 u(y, t)}{\partial t^2} = 0. \quad (4.5)$$

Obecné řešení vlnové rovnice se skládá ze součtu dvou vln. První vlna  $u_I$  je vlnou pohybující se směrem vzhůru k zemskému povrchu, druhá část  $u_O$  představuje zpětnou vlnu odraženou od volného okraje povrchu vracející se směrem dolů. Řešení je nazýváno d'Alembertovým řešením a má tvar

$$u(y, t) = u_I(y, t) + u_O(y, t). \quad (4.6)$$

Rovnice se dá přepsat do tvaru

$$u(y, t) = \underbrace{u_u(y - c_s t)}_{u_I(y, t)} + \underbrace{u_d(y + c_s t)}_{u_O(y, t)}, \quad (4.7)$$

kde  $u_u$  a  $u_d$  jsou libovolné funkce jedné proměnné představující amplitudu vln. Z podoby rovnice je vidět, že rychlost šíření smykové vlny není závislá na poloze a tedy, že  $c_s(y) = c_s$ . To znamená, že rovnice 4.7 řeší vlnění pouze pro homogenní prostředí, kde se rychlost šíření vlny nemění a zůstává konstantní.

### Okrajové podmínky

Geologický profil se ve většině případů nedá zjednodušit na homogenní prostředí, a tak je třeba popsat chování vln na rozhraní dvou materiálů. Seismické vlny se chovají podle obecných zákonů mechaniky, tedy pokud se přicházející vlna dostane na rozhraní dvou prostředí, může dojít k její přeměně, lomu, odrazu nebo refraxi. O tom, k jakým jevům na rozhraní dojde, rozhoduje především úhel dopadu vlny, hustota materiálů, kterými se vlna šíří a rychlost šíření vlny, kterou se v nich vlna pohybuje.

V případě modelování 2D free field úlohy se předpokládají vodorovné geologické vrstvy, na jejichž rozhraní dopadá vlna pod kolmým úhlem. Omezíme se tedy pouze na odraz vln a popíšeme dvě základní okrajové podmínky uvažované na spodní hranici modelu, které jej popisují. Obecně platí, že seismická vlna, která dorazí na rozhraní dvou materiálů, část své energie předá vrstvě následující a část odrazí zpět do vrstvy, ze které přišla. Ze zákona zachování mechanické energie je zřejmé, že součet vlny průchozí a vlny



odražené musí být stejně velký jako vlna příchozí. O tom, kolik procent příchozí vlny projde do další vrstvy, a kolik se odrazí zpět rozhoduje poměr tuhostí materiálů. Ještě než se dostaneme k definici okrajových podmínek, je nutné popsat speciální typ rozhraní, jaký tvoří styk zeminy se vzduchem a jeho vztah k měření rock outcrop motion.

## Volný okraj

Volný okraj představuje rozhraní tvořené horninou nebo zeminou zemského tělesa a vzduchem nad zemským povrchem. Jedná se tedy o rozhraní, kde se materiál konečné tuhosti, reprezentovaný horninou nebo zeminou, skokově mění na nekonečně poddajný materiál, kterým je vzduch. Když se vlna putující směrem nahoru dostane k zemskému povrchu, zcela se od něj odrazí a vrátí zpět do zemského tělesa. Za předpokladu elastického chování materiálů musí být energie vlny příchozí stejná jako vlny odchozí. Z podmínky nulového smykového napětí na terénu plyne, že amplituda vlny příchozí se rovná amplitudě vlny odražené.

Podmínka nulového smykového napětí na povrchu terénu, kde  $y = y_{max}$ :

$$\tau(y, t)|_{y=y_{max}} = G\gamma(y, t)|_{y=y_{max}} = \frac{\partial u(y, t)}{\partial y_{max}} \Big|_{y=y_{max}} = 0. \quad (4.8)$$

Derivací rovnice 4.7 podle souřadnice  $y$  získáme podmínku pro velikosti amplitudy vlny příchozí a vlny odražené na terénu

$$\frac{\partial u(y, t)}{\partial y} \Big|_{y=y_{max}} = u_u - u_d = 0, \quad (4.9)$$

což potvrzuje, že amplituda vlny odchozí na rozhraní se vzduchem je stejně velká jako amplituda vlny příchozí. Amplitudy jednotlivých vln se v takovém místě sčítají a celková amplituda vlny je v místě odrazu dvojnásobná než amplituda uvnitř zemského tělesa.

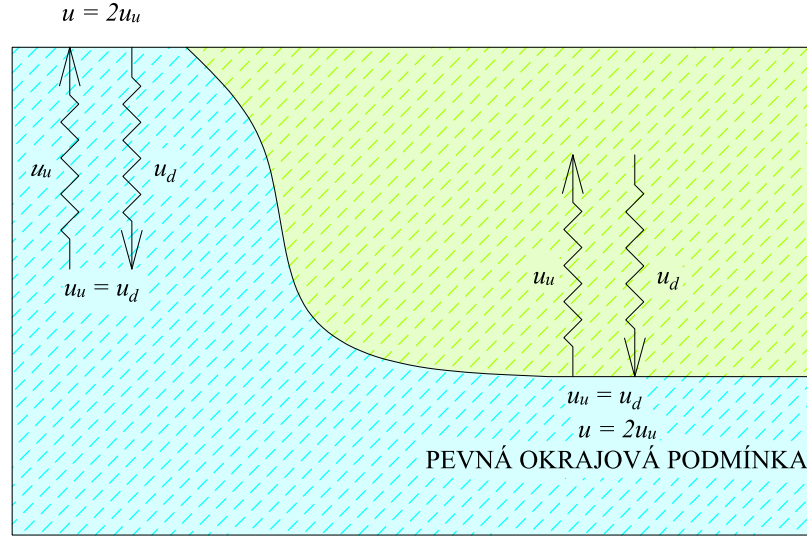
Rock outcrop motion popsany v kapitole 3.3 je měřený přesně na takovém rozhraní a hodnoty akceleroogramu jsou tedy dvakrát větší než by byly, pokud by byl seismograf umístěn ve vrtu<sup>1</sup>.

## Pevná okrajová podmínka

První okrajová podmínka, podmínka pevná neboli fixed, se používá v případě, kdy se vlna předepisuje na rozhraní materiálů s řádově odlišnými moduly tuhosti. Takové podmínky tvoří souvrství poddajné zeminy na teoreticky nekonečně tuhém skalním podloží. Podmínka se předepisuje na spodní hranici zeminy a hornina pokračující do nekonečné hloubky se v modelu neuvažuje. Protože skála má teoreticky nekonečnou tuhost, nedojde k žádnému průchodu vlny a celá se odrazí zpět do vrstvy zeminy. Vstupem pro

<sup>1</sup>Pokud by byl seismograf umístěn uprostřed vrstvy a ne na kontaktu se vzduchem, bylo by nutné přeškálovat zrychlení tak, aby odpovídalo zrychlení outcrop motion. K takovému účelu je možné využít například program SHAKE [14].

## OUTCROP MOTION



Obrázek 4.2: Schéma a vhodný způsob použití měření outcrop motion

pevnou okrajovou podmínku je tedy přímo měřené rock outcrop motion<sup>2</sup>.

Protože celkové pole posunutí zapsané dle rovnice 4.6 obsahuje dvě polohově závislé funkce, používá se standardně zápis, který se skládá z polohově nezávislého časového průběhu předepsaného pole posunutí na spodní hranici modelu  $u_0(t)$  a prostorově i časově závislého pole relativního posunutí  $u_R(y, t)$ . Celkový posun je dán výrazem

$$u(y, t) = u_0(t) + u_R(y, t). \quad (4.10)$$

Na spodní hranici modelu platí, že

$$u(y, t)|_{y=0} = u_0(t). \quad (4.11)$$

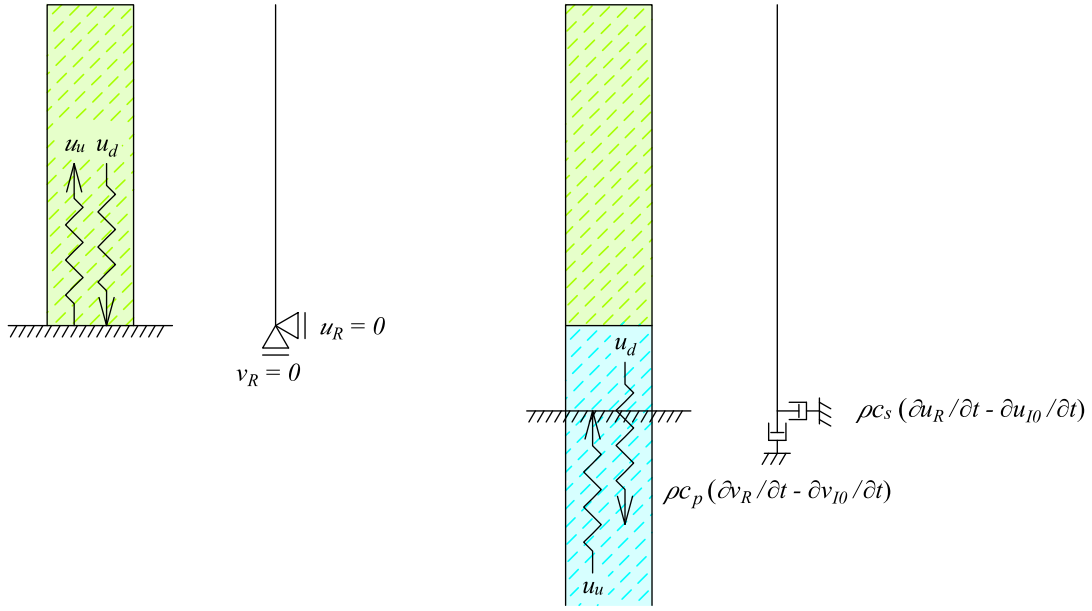
Pokud podmínku 4.12 použijeme pro řešení rovnice 4.10, získáme podmínku pro relativní pole posunutí

$$u_R(y, t)|_{y=0} = 0. \quad (4.12)$$

### Absorpční okrajová podmínka

Druhá a poslední okrajová podmínka je podmínka absorpční, nazývána také quiet podmínkou. Taková podmínka se používá, pokud pole posunutí předepisujeme na spodní hranici modelu, která není na rozhraní materiálů, ale uprostřed vrstvy libovolné tuhosti. Na absorpční hranici předepisujeme vlnu vstupující do modelu z podloží, která putuje vzhůru směrem k povrchu. Okrajová podmínka předepsaná na spodní hranici modelu propouští vlnu odraženou na volném okraji na povrchu do nekonečného elastického

<sup>2</sup>Platí pro definování příchozí vlny z podloží. Vracející se vlna po odrazu na terénu je ovlivněna parametry zeminy nacházející se nad skalním podložím a její zrychlení je tedy jiné.



PEVNÁ OKRAJOVÁ PODMÍNKA

$$u(y, t) = u_0(t) + u_R(y, t)$$

ABSORPČNÍ OKRAJOVÁ PODMÍNKA

$$u(y, t) = u_{I0}(t) + u_R(y, t)$$

**Obrázek 4.3:** Okrajové podmínky předepisované na spodní hranici 1D free field úlohy

homogenního poloprostoru tvořeným zeminou, ve které je podmínka předepisována. Protože dochází na spodní hranici modelu k celkovému útlumu vlny viskózním článkem ve vodorovném a svislém směru, je potřeba do vstupu pro výpočet předepsat časový průběh zrychlení a rychlosti, které odpovídají pohybu uvnitř vrstvy, tedy poloviční oproti rock outcrop motion.

Celkové pole posunutí pro absorpční okrajovou podmínku zapíšeme, obdobně jako v případě pevné okrajové podmínky, jako součet polohově nezávislého časového průběhu předepsaného pole posunutí vlny vstupující do modelu na spodní hranici  $u_{I0}(t)$  a relativního posunutí  $u_R(y, t)$ .

Celkové pole posunutí absorpční podmínky:

$$u(y, t) = u_{I0}(t) + u_R(y, t) . \quad (4.13)$$

Na spodní hranici modelu platí

$$u_I(y, t)|_{y=0} = u_{I0} , \quad (4.14)$$

$$u_O(y, t)|_{y=0} = u_R(y, t)|_{y=0} , \quad (4.15)$$

ale

$$\left. \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} \neq \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} . \quad (4.16)$$

Časovou derivací rovnice 4.14 a rovnice 4.15 získáme

$$\left. \frac{\partial u_I(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0} = \frac{\partial u_{I0}(t)}{\partial t}, \quad (4.17)$$

$$\left. \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0} = \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0}. \quad (4.18)$$

Rozdělíme-li rovnici 4.7 na vlnu putující směrem vzhůru a odraženou vlnu vracející se dolů, získáme dvě rovnice

$$u_I(y, t) = u_u(y - c_s t), \quad (4.19)$$

$$u_O(y, t) = u_d(y + c_s t). \quad (4.20)$$

Dosadíme-li jejich časové derivace do derivací podle polohy, dostaneme

$$\left. \frac{\partial u_I(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = -\frac{1}{c_s} \frac{\partial u_I(y, t)}{\partial t}, \quad (4.21)$$

$$\left. \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = \frac{1}{c_s} \left. \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0}. \quad (4.22)$$

Dosazením rovnice 4.17 do rovnice 4.21 a rovnice 4.18 do rovnice 4.22 obdržíme

$$\left. \frac{\partial u_I(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = -\frac{1}{c_s} \frac{\partial u_{I0}(t)}{\partial t}, \quad (4.23)$$

$$\left. \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = \frac{1}{c_s} \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0}. \quad (4.24)$$

Protože  $u_{I0}(t)$  není prostorově závislé, získáme z rovnosti pravých stran rovnic 4.6 a 4.13 jejich prostorové derivace ve vztahu

$$\frac{\partial u_R(y, t)}{\partial y} = \frac{\partial u_I(y, t)}{\partial y} + \frac{\partial u_O(y, t)}{\partial y}. \quad (4.25)$$

Nakonec dosazením vztahů 4.23 a 4.24 do rovnice 4.27 získáme hledaný výraz pro pole relativního posunutí  $u_R(y, t)$  platný na spodním okraji modelu

$$\left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = -\frac{1}{c_s} \frac{\partial u_{I0}(t)}{\partial t} + \frac{1}{c_s} \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0}, \quad (4.26)$$

kde  $u_{I0}(t)$  je známé předepsané pole posunutí vlny vstupující do modelu na spodní hranici. Ve tvaru silové okrajové podmínky pro smykové napětí bude výraz vypadat takto:

$$\tau(y, t)|_{y=0} = G \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial y} \right|_{y=0} = \rho c_s \left( -\frac{\partial u_{I0}(t)}{\partial t} + \left. \frac{\partial u_R(y, t)}{\partial t} \right|_{y=0} \right). \quad (4.27)$$

### 4.1.2 2D free field úloha

Metoda konečných prvků slouží k určení celkových vodorovných a svislých posunů každého bodu sítě konečných prvků. Výsledek formulace metody konečných prvků dvou-rozměrné úlohy lze při zanedbání materiálového útlumu zapsat ve tvaru

$$\begin{aligned} \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_R + \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{I0} + \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{C}_p (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_{I0})|_{y=0} + \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{C}_s (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_R^{FF})|_{x=0} + \\ + \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{C}_s (\dot{\mathbf{u}}_R - \dot{\mathbf{u}}_R^{FF})|_{x=L} + \delta \mathbf{u}_R^T \mathbf{K} \mathbf{u}_R = 0, \end{aligned} \quad (4.28)$$

kde  $\mathbf{u}$  je vektor prostorově nezávislých uzlových posunů a vektor  $\mathbf{u}_R^{FF}$  představuje řešení free field úlohy. Postup diskretizace lze nalézt v [13].

Protože rovnice 4.28 musí být splněna pro libovolné kinematicky přípustné pole posunutí  $\delta \mathbf{u}_R$ , vede tato rovnice na výslednou soustavu sil ve tvaru

$$\begin{aligned} \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_R + \mathbf{C}_p \dot{\mathbf{u}}_R|_{y=0} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_R|_{x=0} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_R|_{x=L} + \mathbf{K} \mathbf{u}_R = \\ = -\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{I0} + \mathbf{C}_p \dot{\mathbf{u}}_{I0}|_{y=0} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_R^{FF}|_{x=0} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{u}}_R^{FF}|_{x=L}. \end{aligned} \quad (4.29)$$

Matice tlumení daného prvku má pro vlny přicházející v podélném směru (svislý okraj) tvar

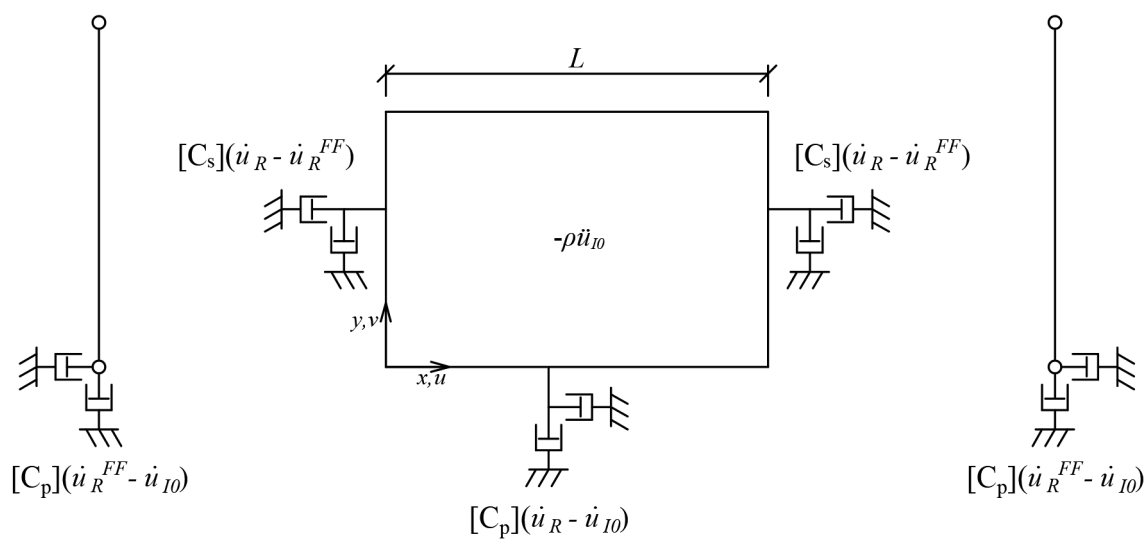
$$\mathbf{C}_p^e = \begin{bmatrix} c_s \rho & 0 \\ 0 & c_p \rho \end{bmatrix}$$

a pro vlny přicházející v příčném směru (spodní okraj)

$$\mathbf{C}_s^e = \begin{bmatrix} c_p \rho & 0 \\ 0 & c_s \rho \end{bmatrix}.$$

### Okrajové podmínky na svislé hranici modelu

Free field okrajová podmínka na svislé hranici modelu je absorpční podmínka, jejímž účelem je tlumit rozdíl mezi free field analýzou a skutečnou odezvou 2D systému. Mezi skutečnou odezvou a free field podmínkami vzniká rozdíl vyvolaný zavedením heterogenity tunelu. Správně zavedená free field podmínka tlumí pouze vlny, které se nešíří podél svislých okrajů modelu. Pro formulaci okrajových podmínek 2D free field úlohy schopných tlumit vodorovné a šikmé příchozí vlny je nutné nejdřív určit průběh free field deformace, viz [15]. V praxi se výpočet provází ve dvou fázích. V první fázi výpočtu se vypočtou vodorovné posuny na svislých okrajích modelu za 1D free field podmínek. V druhé fázi se dopočítá odezva celého systému s již uvažovaným tunelem a určí se část vln, kterou je nutné utlumit.



**Obrázek 4.4:** Okrajové podmínky předepsané na hranicích 2D free field úlohy



# Parametrická studie účinků zemětřesení

K použití výpočetních programů se dá přistupovat různými způsoby. Pokud nechceme k softwaru přistupovat jako k black boxu, do kterého pouze zadáme vstupy a získáme výstupy, aniž bychom se zajímali o to, co se v programu děje, je vhodné ověřit jednoduchými testy funkčnost programu a zjistit, jaký vliv má nastavení vstupních parametrů na výsledky výpočtu. Beta verze programu GEO5 MKP, která jako jediná umožňuje plně dynamický výpočet účinků zemětřesení na konstrukci, ještě není oficiálně vydanou verzí šířenou mezi veřejnost a v současnosti je stále ve vývoji. Očekávané výsledky testů provedených na jednoduchém testovacím modelu popsané v této kapitole ověřily, že 2D free field okrajové podmínky v kombinaci se statickou okrajovou podmínkou umožňují plně reprodukovat výsledky 1D free field analýzy v dvourozměrném prostoru.

## 5.1 Testovací model

Pro získání co nejpřesnější představy, jak se program chová, byl pro parametrickou studii vytvořen jednoduchý model s geometrií stejnou jako má model v zemině bez vápence popsaný v kapitole 2.2.1. Protože má model reprezentovat 2D free field úlohu, byla z modelu odstraněna geometrie tunelu.

V modelu je přiřazený jediný typ elastické zeminy s parametry odpovídajícími jílu popsanými v tabulce 2.1. Modul pružnosti  $E$  je změněn na  $E_{dyn} = 80$  MPa, aby rychlost šíření smykové vlny odpovídající takovému materiálu byla  $c_s = 119,5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , což odpovídá absolutní spodní hranici, která se pro zeminy uvádí.

S ohledem na parametry zeminy a integrační krok impulzu předepsaného na spodní hranici modelu byla vygenerována dokonale symetrická síť tvořená čtyřuzlovými čtvercovými prvky s délkou hrany 1,20 m. Taková velikost hrany prvku odpovídá ideální délce prvku popsané v části 5.4.



Při všech testech parametrické studie byla na spodní hranici modelu předepsána pevná okrajová podmínka.

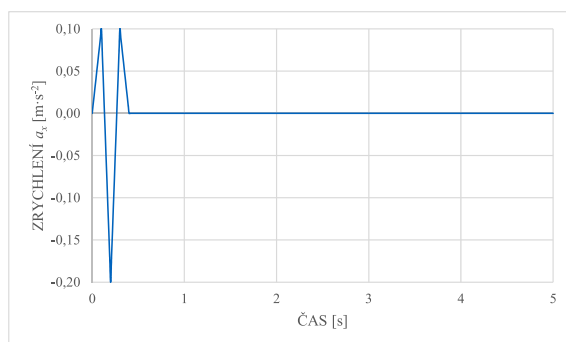
**Tabulka 5.1:** Stanovené parametry pro zeminu uvažovanou v testovacím modelu

Parametr	Název	Hodnota	Jednotka
Materiálový model	elastický		
Objemová tíha	$\gamma$	16,60	kN/m <sup>3</sup>
Poissonovo číslo	$\nu$	0,40	-
Youngův modul pružnost	$E$	80,00	MPa
Biotův parametr	$\alpha$	1,00	-
Obj. tíha sat. zeminy	$\gamma_{sat}$	20,0	kN/m <sup>3</sup>

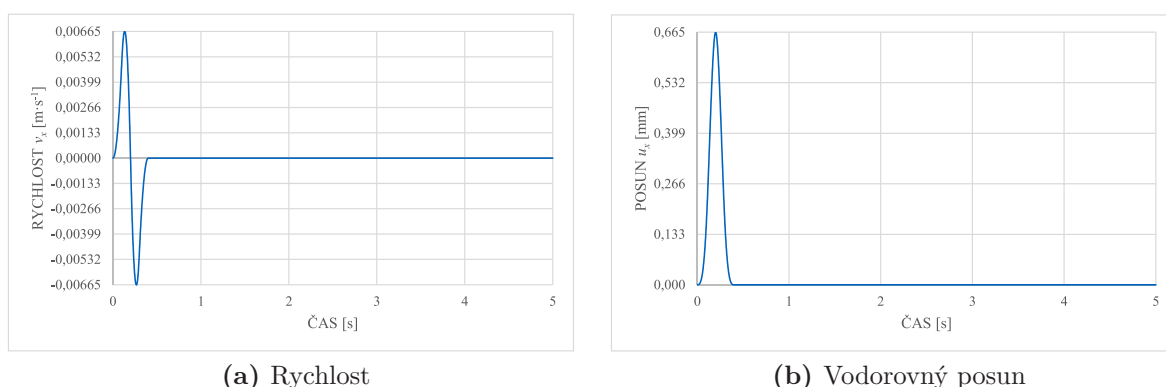
Výsledky studie byly zjišťovány v následujících charakteristických uzlech modelu:

- uzel na povrchu terénu na levém okraji modelu
- uzel uprostřed hloubky modelu na levém okraji modelu
- uzel na povrchu terénu uprostřed šířky modelu
- uzel uprostřed hloubky modelu uprostřed šířky modelu

Kdyby se do modelu pustil reálný záznam zemětřesení, vnikl by v modelu vzhledem k jeho délce a tím několikanásobnému odrazu od předepsané pevné okrajové podmínky na spodní hranici modelu, použité při parametrické studii, chaos, z jehož výsledků by se jen těžko dělaly nějaké závěry. Pro kontrolovatelnost výsledků byl tedy na spodní hranici předepsán jednoduchý impuls, jehož časový průběh je zobrazen na obrázcích 5.1 a 5.2.



**Obrázek 5.1:** Předepsaný časový průběh zrychlení dynamického impulsu přicházejícího z podloží

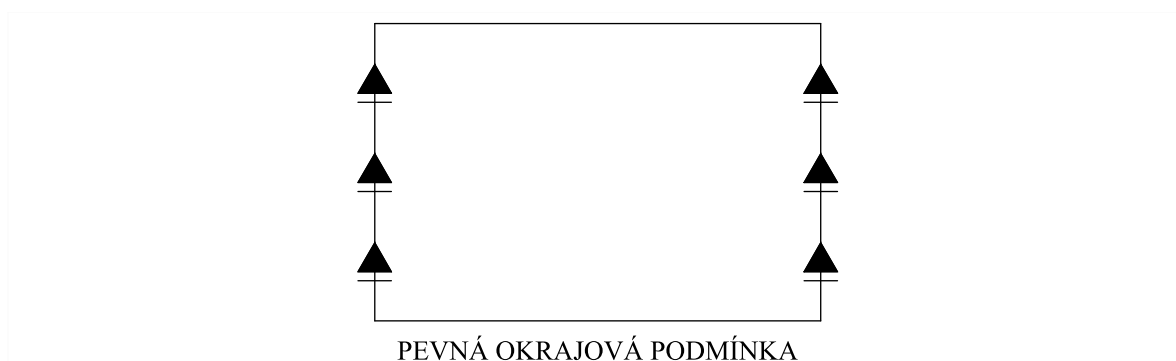


**Obrázek 5.2:** Časový průběh rychlosti a vodorovného posunu odpovídající předepsanému dynamickému impulsu

## 5.2 Okrajové podmínky

První provedená studie se týká okrajových podmínek předepsaných na svislých hranicích 2D modelu. Šíření smykové vlny šířící se podél svislé hranice modelu bylo celkem analyzováno na sedmi typech okrajových podmínek. U vybraných byla provedena i studie schopnosti tlumit vlnu přicházející kolmo na svislou hranici modelu. Sledoval se celkový vodorovný a svislý posun v charakteristických uzlech modelu a průběh smykového napětí na konci analýzy. Všechny typy okrajových podmínek jsou porovnávány s výsledky 1D free field analýzy. Vzhledem k zachování homogenity 2D systému by měly v ideálním případě okrajové podmínky přesně reprodukovat řešení 1D free field úlohy.

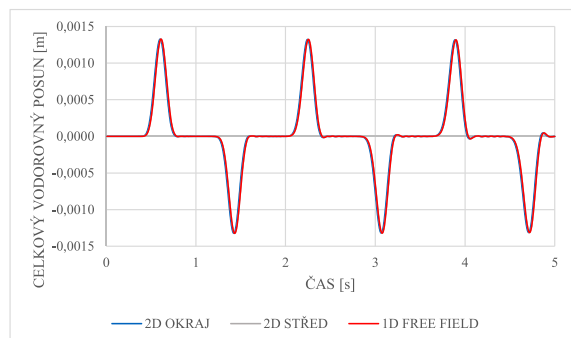
### 5.2.1 Podpory odebírající svislý posun



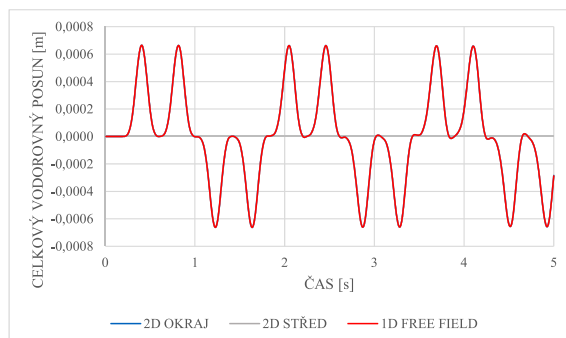
**Obrázek 5.3:** Schéma okrajové podmínky s podporami odebírajícími svislý posun

První testovanou podmínkou byla okrajová podmínka odebírající posun ve svislém směru. Z grafů celkového vodorovného a svislého posunu na obrázcích 5.4 a 5.5 je vidět, že svislá rychlost a celkový svislý posun uzlů modelu jsou nulové. Výsledky celkových

posunů při použití okrajové podmínky s podporami odebírajícími svislý posun, přesně odpovídají řešení 1D free field analýzy.

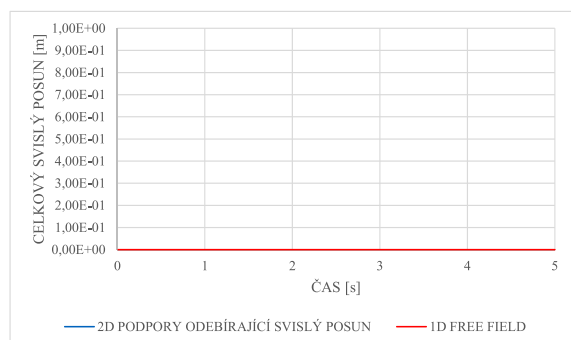


(a) Uzly na terénu

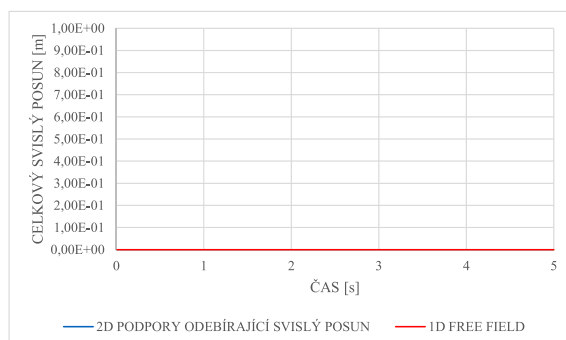


(b) Uzly v polovině hloubky modelu

**Obrázek 5.4:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu  $u$  okrajové podmínky s podporami odebírajícími svislý posun s 1D free field podmínkou



(a) Uzel na terénu

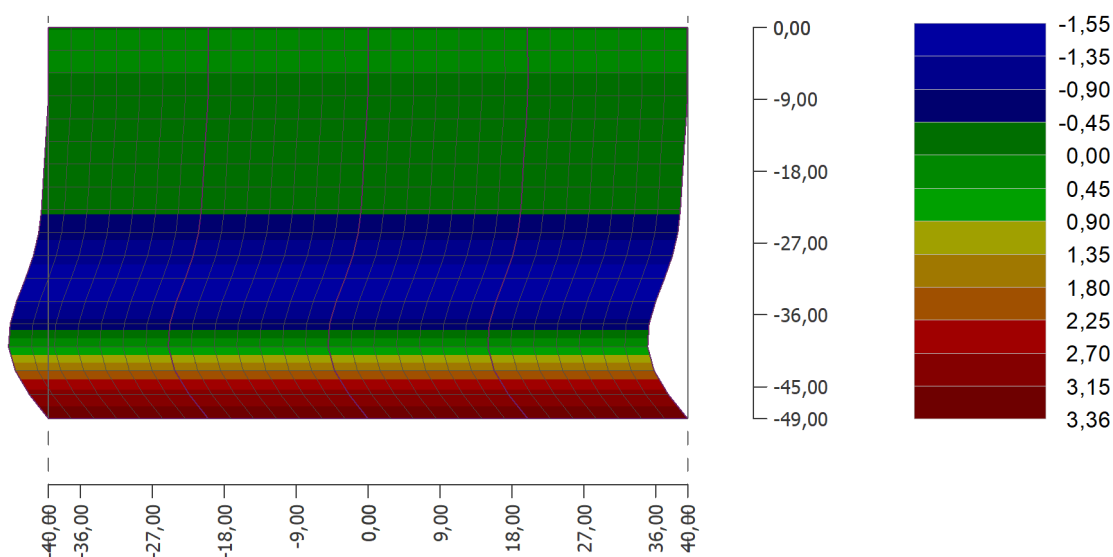


(b) Uzel v polovině hloubky modelu

**Obrázek 5.5:** Porovnání časového průběhu celkového svislého posunu  $v$  na svislé hranici modelu okrajové podmínky s podporami odebírajícími svislý posun s 1D free field podmínkou

Obrázek 5.6 zobrazuje průběh smykového napětí  $\tau_{xy}$  deformovaného velikostí po skočení analýzy zemětřesení reprezentovaného impulzem. Hodnoty napětí se mění pouze po výšce modelu a jsou tedy vykresleny v dokonale vodorovných vrstvách. Takový průběh značí, že úhlová deformace (zkosení) zeminy je po výšce modelu lineární, což odpovídá předpokládanému chování modelu.

Přestože se podmínka z výsledků jeví jako ideální, má jednu zásadní chybu. Je totiž funkční pouze pro vlny šířící se podél svislé hranice modelu. Kdykoli by na okraj dorazila vlna z jakéhokoli směru odlišného od směru podél svislé hranice modelu, chovala by se okrajová podmínka jako rozhraní zeminy se vzduchem popsané v kapitole 4.1.1 a místo utlumení by podmínka svislých podpor vlnu odrazila zpět do systému. Takové chování je nepřipustné.

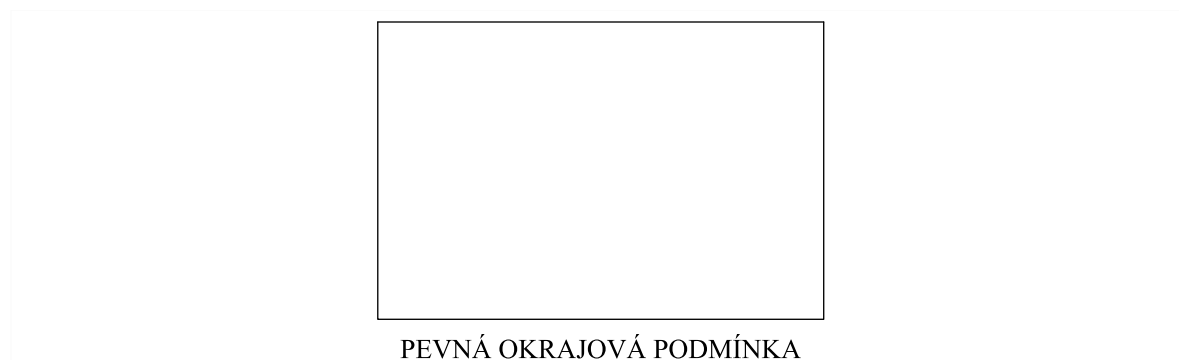


**Obrázek 5.6:** Výsledný průběh smykového napětí okrajové podmínky s podporami odebírajícími svislý posun po skončení zemětřesení v dvourozměrném modelu zobrazený pomocí izoploch – hodnoty jsou uvedeny v kPa

### 5.2.2 Volný okraj

Další testovanou okrajovou podmínkou je volný okraj. Tato podmínka z principu nemůže simulovat správné chování systému. Volný okraj je definovaný podmínkou nulového smykového napětí

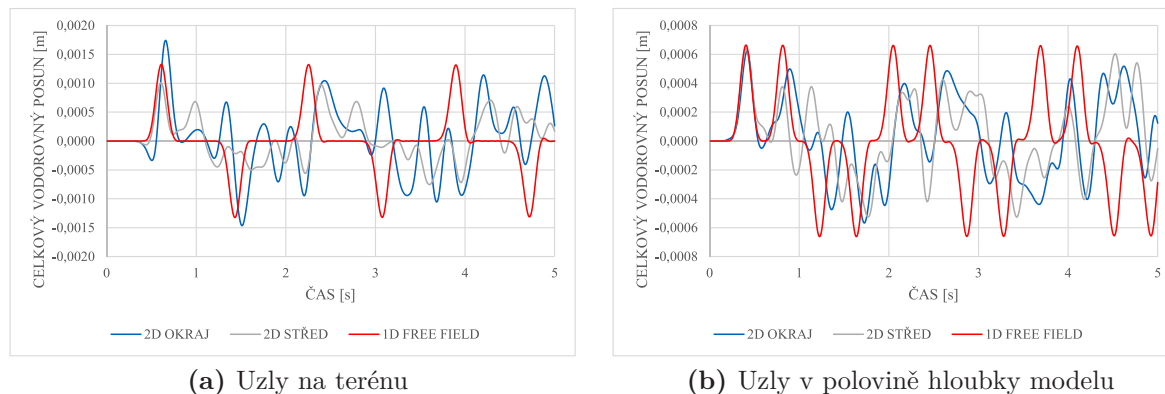
$$\tau(x, y) = G\gamma(x, y) = \frac{\partial u(x, y)}{\partial y} + \frac{\partial v(x, y)}{\partial x} = 0. \quad (5.1)$$



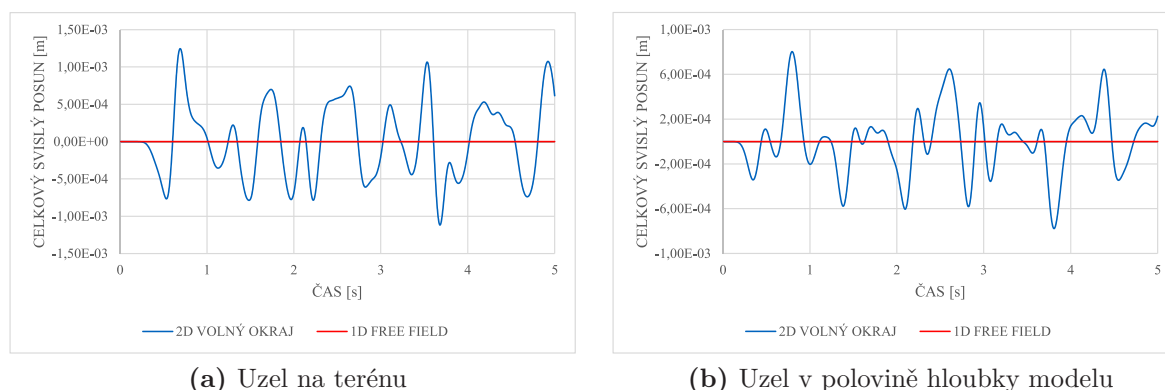
**Obrázek 5.7:** Schéma volné okrajové podmínky

Výsledná svislá rychlost kmitání uzlů modelu není nulová. Aby okrajová podmínka splnila rovnici 5.1, generuje v systému svislé posuny (obrázek 5.8), které neodpovídají reálnému chování. V porovnání s ostatními okrajovými podmínkami jsou tyto posuny minimálně o řád vyšší.

Na grafech na obrázku 5.8 lze pozorovat vliv vzdálenosti charakteristického uzlu od okraje modelu. Uzly ze středu modelu se totiž na zobrazení časového průběhu celkového vodorovného posunu objevují se zpožděním.



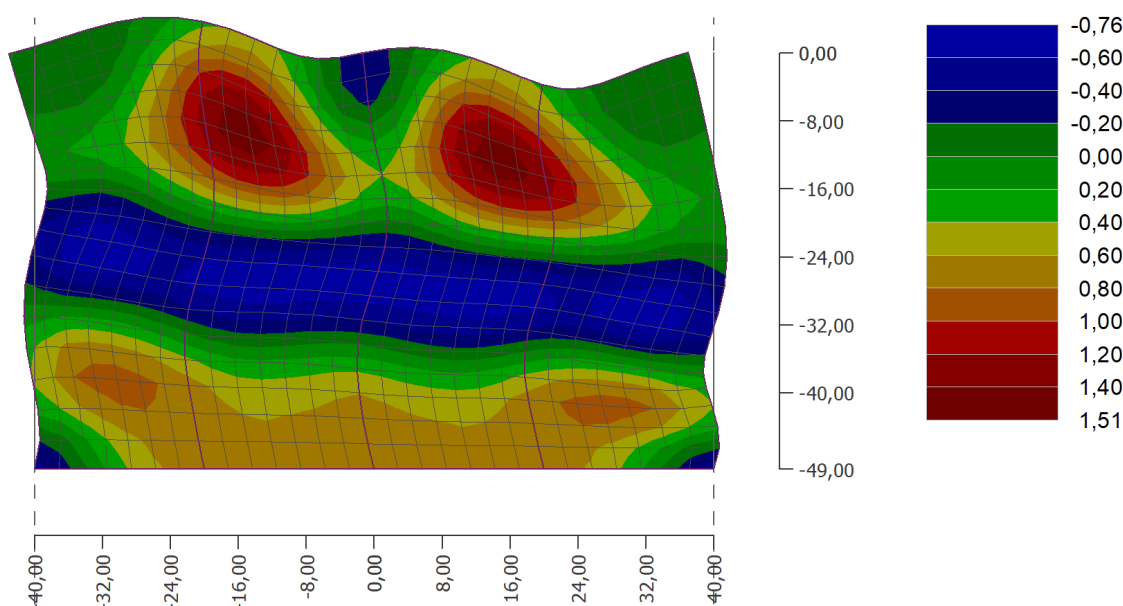
**Obrázek 5.8:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu  $u$  volné okrajové podmínky s 1D free field podmínkou



**Obrázek 5.9:** Porovnání časového průběhu celkového svislého posunu  $v$  na svislé hranici modelu volné okrajové podmínky s 1D free field podmínkou

Zajímavý je průběh smykového napětí  $\tau_{xy}$  deformovaného velikostí po skočení analýzy zatížení modelu impulzem zemětřesení. Tento průběh je vykreslený pomocí izoploch na obrázku 5.10 a již na první pohled je vidět, že správnému vodorovnému průběhu smykového napětí po výšce modelu neodpovídá. V modelu vznikají oblasti, ve kterých dochází ke koncentraci napětí a i výsledné hodnoty mají pouze poloviční velikost oproti hodnotám skutečným.

Stejně jako okrajová podmínka s podporami odebírajícími svislý posun uzlů, není ani volná okrajová podmínka schopna utlumit vlny přicházející pod úhlem různým od nuly na svislou hranici modelu. Podobnost s 1D free field podmínkou nastává pouze při pozorování celkových vodorovných posunů a to pouze při prvním průchodu vlny. Ani v takovém případě ale není shoda stoprocentní a tato podmínka je tedy pro popsání jevů na okraji modelu zcela nevhodná.



**Obrázek 5.10:** Výsledný průběh smykového napětí volné okrajové podmínky po skončení zemětřesení v dvourozměrném modelu zobrazený pomocí izoploch – hodnoty jsou uvedeny v kPa

### 5.2.3 Free field

Třetí podmínkou popisující chování vln na okraji modelu je 2D free field podmínka. Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole, taková podmínka by měla tlumit pouze rozdíl mezi free field analýzou a skutečnou odezvou 2D systému.



**Obrázek 5.11:** Schéma 2D free field okrajové podmínky

Původním předpokladem bylo, že 2D free field podmínka bude schopna přesně vystihnout chování 1D free field podmínky na svislé hranici modelu. Výsledky parametrické studie však ukázaly, že pokud bychom takto definovanou okrajovou podmínku použili při průchodu vlny, která se šíří podél svislého okraje modelu<sup>1</sup>, došlo by k jejímu částečnému tlumení. 2D free field okrajová podmínka je ale definována pouze pro

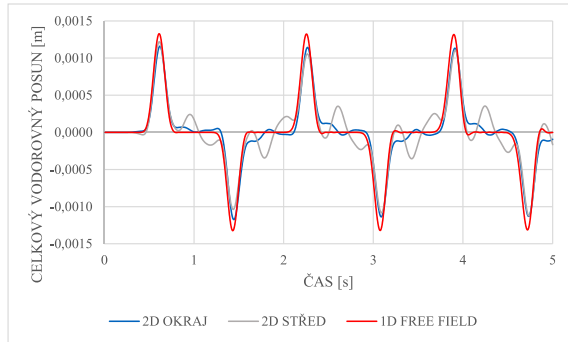
<sup>1</sup>V takovém případě se aktivuje pouze svislý tlumič, vodorovný není aktivní.

tlumení vln přicházejících na svislou hranici modelu z jakéhokoli jiného směru, než je směr šíření vlny podél této hranice. Při průchodu vlny přicházející z podloží, směřující kolmo k povrchu modelu, by se okrajová podmínka neměla aktivovat a postup vlny by tedy měla ponechat beze změny.

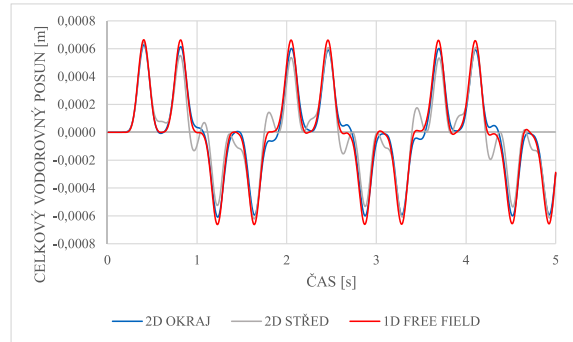
V modelu vzniká smykové napětí, které neodpovídá řešení 1D free field analýzy. Z věty o vzájemnosti smykového napětí vyplývá, že se podél svislých hran sítě konečných prvků modelu musí generovat stejné smykové napětí jako podél hran vodorovných. Protože smykové napětí

$$\tau_{xy} = \eta v_y \neq 0, \quad (5.2)$$

není rychlost  $v_y$  rovna nule, a proto ani celkový svislý vodorovný posun uzlů sítě konečných prvků modelu není nulový. Velikost svislé rychlosti, která je udělena uzlům, závisí na hustotě materiálu tvořícího model a tuhosti tlumiče okrajové podmínky.

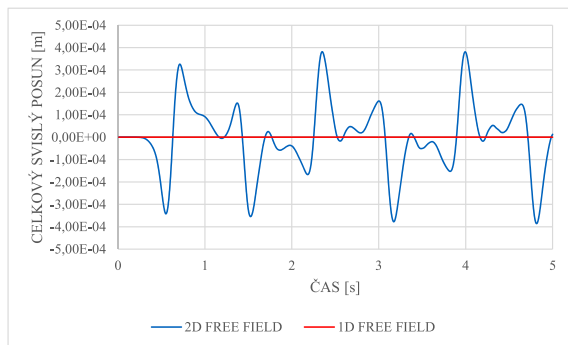


(a) Uzly na terénu

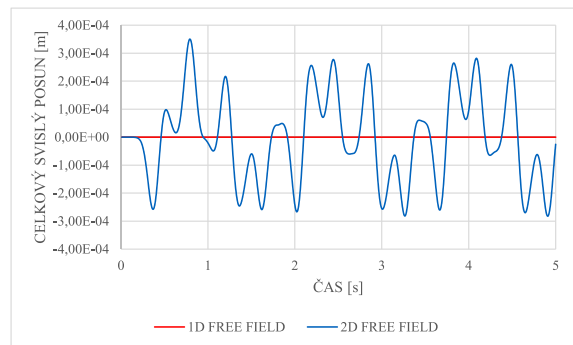


(b) Uzly v polovině hloubky modelu

**Obrázek 5.12:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu  $u$  2D free field okrajové podmínky s 1D free field podmínkou



(a) Uzel na terénu

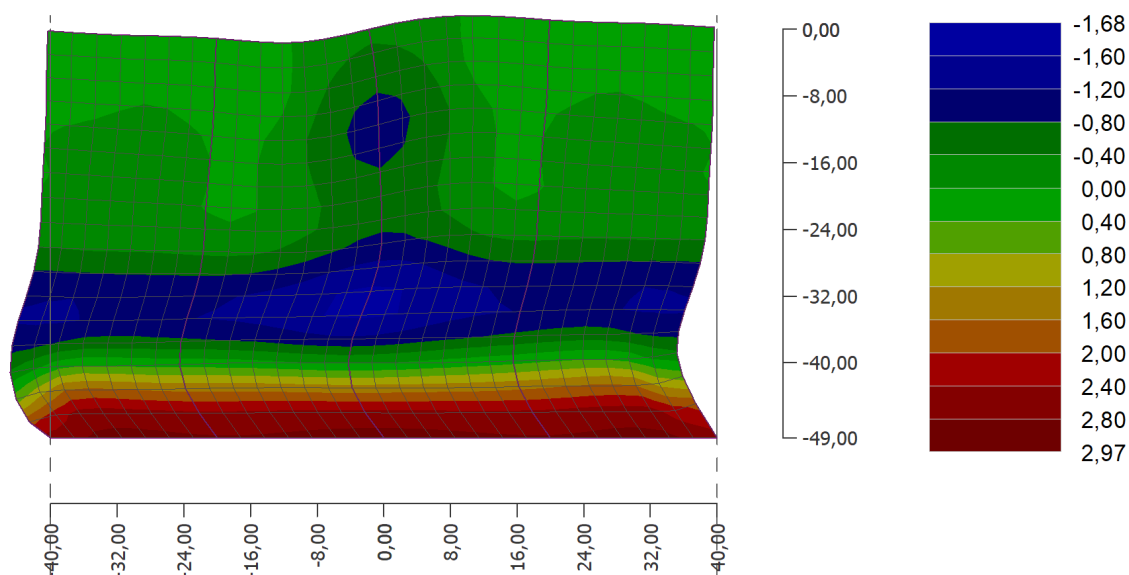


(b) Uzel v polovině hloubky modelu

**Obrázek 5.13:** Porovnání časového průběhu celkového svislého posunu  $v$  na svislé hranici modelu 2D free field okrajové podmínky s 1D free field podmínkou

Takto definovaná 2D free field podmínka tedy není schopna zajistit správné chování modelu. Nicméně z dosud popsaných podmínek je jako jediná schopna utlumit vlnu,

která se nešíří podél svislých okrajů modelu, ale přichází na hranici z jakéhokoli jiného směru. O použití takové okrajové podmínky by se mohlo uvažovat v případě, pokud by velikost numerického modelu zajišťovala dostatečně velkou vzdálenost od zdroje heterogenity modelu, aby nedocházelo k ovlivnění chování modelu na jeho svislých hranicích.



**Obrázek 5.14:** Výsledný průběh smykového napětí 2D free field okrajové podmínky po skončení zemětřesení v dvourozměrném modelu zobrazený pomocí izoploch – hodnoty jsou uvedeny v kPa

## 5.2.4 Viskózní tlumič ve svislém směru

Pokud bychom chtěli u 2D free field okrajové podmínky zajistit nulovou svislou rychlost a tím i nulové celkové svislé posuny uzlů bez uvažování pevných podpor, bylo by potřeba použít viskózní tlumiče s tuhostí blíží se nekonečnu. Viskozita tlumiče je definována jako

$$\eta = c_s \rho. \quad (5.3)$$

Pokud zvýšíme rychlost šíření smykové vlny  $c_s$  na hodnotu blíží se nekonečnu<sup>2</sup>, bude i viskozita tlumiče nabývat teoreticky nekonečné hodnoty. Schéma takové okrajové podmínky je znázorněné na obrázku 5.15 a teoreticky odpovídá okrajové podmínce s podporami odebírajícími svislý posun. Protože

$$\eta \rightarrow \infty, \quad (5.4)$$

musí být svislá rychlost kmitání uzlů

$$v_y = 0. \quad (5.5)$$

<sup>2</sup>Pro tento konkrétní případ je nekonečná tuhost tlumiče reprezentovaná hodnotou rychlosti šíření smykové vlny  $c_s = 1000$ .





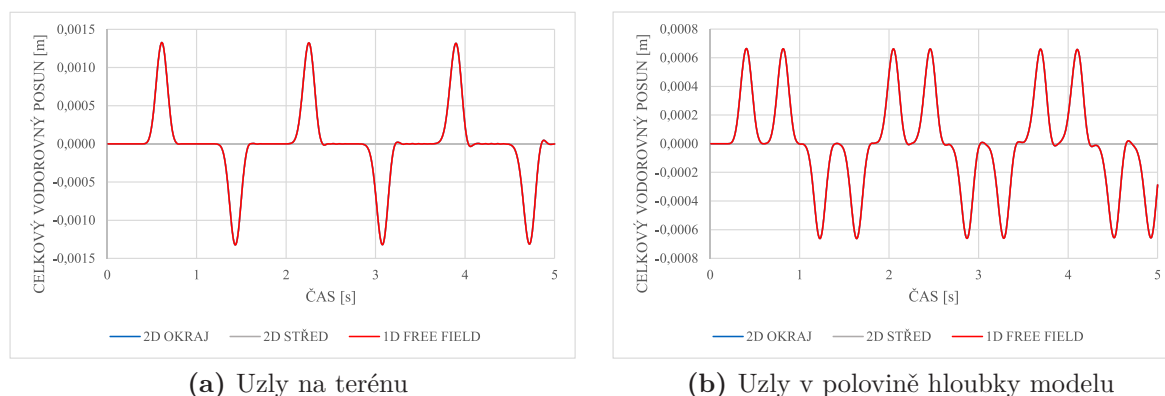
**Obrázek 5.15:** Schéma okrajové podmínky s viskózním tlumičem ve svislém směru

Smykové napětí v modelu dle rovnice 5.2 pak musí mít hodnotu konečného čísla, která odpovídá velikosti smykového napětí získaného z 1D free field analýzy. Vykreslení smykového napětí  $\tau_{xy}$  deformovaného velikostí po skočení analýzy zatížení zemětřesení z obrázku 5.18 potvrzuje správnost jeho průběhu.

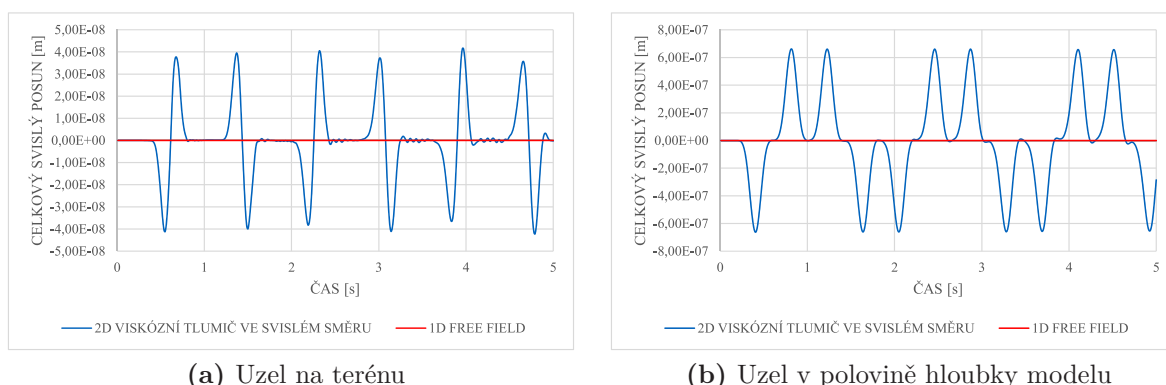
Celkové vodorovné posuny uzlů modelu přesně odpovídají výsledkům 1D free field analýzy. Celkový svislý posun není sice roven nule, jeho hodnoty se ale pohybují v řádu  $10^{-7}$  m a celkově jsou o  $2 \cdot 10^{-3}$  menší než v případě 2D free field podmínky. Takový výsledek je v pořádku. Jeho nepřesnost je způsobena předpokladem teoreticky nekonečné tuhosti tlumiče, která však v tomto případě má konečnou hodnotu.

Zavedení tlumiče pouze ve svislém směru umožňuje správný průchod vlny šířící se podél svislého okraje modelu. Takto definovaná viskózní podmínka podmínka reprezentuje okrajovou podmínku s podporami odebírajícími posun ve svislém směru a vykazuje tedy stejné vlastnosti jako jsou popsány v kapitole 5.2.1.

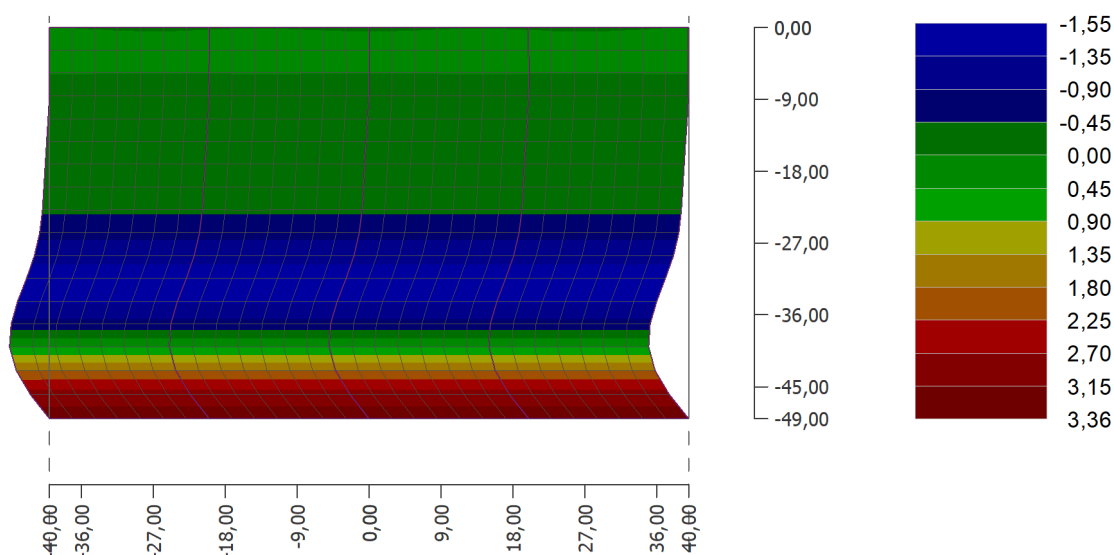
Aby bylo dosaženo plné reprodukce výsledku 1D free field analýzy v dvourozměrném prostoru, je třeba zajistit správný průběh smykového napětí v celém modelu. Principy metod jakými se dá smykové napětí na svislé hranici modelu předepsat jsou popsány v následujících dvou podkapitolách.



**Obrázek 5.16:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu  $u$  okrajové podmínky s viskózním tlumičem ve svislém směru s 1D free field podmínkou



**Obrázek 5.17:** Porovnání časového průběhu celkového svislého posunu  $v$  na svislé hranici modelu okrajové podmínky s viskózním tlumičem ve svislém směru s 1D free field podmínkou



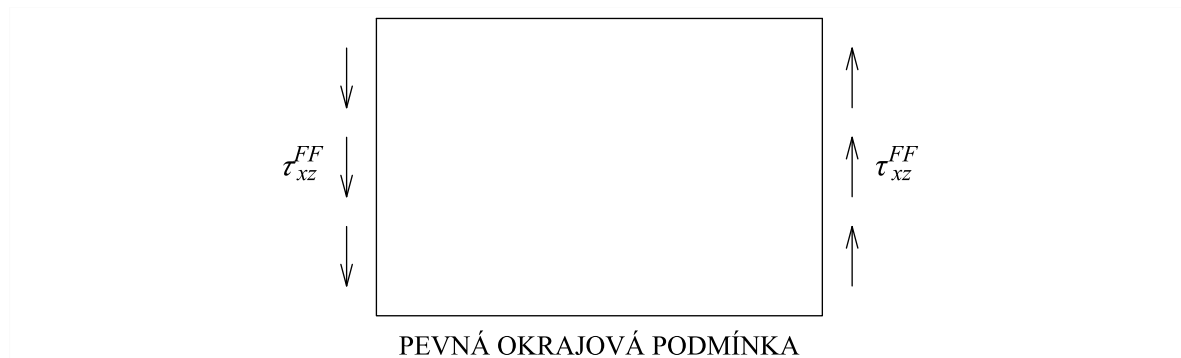
**Obrázek 5.18:** Výsledný průběh smykového napětí okrajové podmínky s viskózním tlumičem ve svislém směru po skončení zemětřesení v dvourozměrném modelu zobrazený pomocí izoploch – hodnoty jsou uvedeny v kPa

### 5.2.5 Statická okrajová podmínka

Univerzální způsob jak reprodukovat průběh smykového napětí získaný 1D free field analýzou do dvourozměrného modelu zajišťuje statická okrajová podmínka. Její princip je následující:

Provede se 1D free field analýza svislých hran modelu, čímž se získají hodnoty smykového napětí v uzlech úlohy. Časový průběh vývoje smykového napětí v jednotlivých uzlech diskretizace svislých hran modelu odpovídající 1D free field výpočtu se následně předepíše odpovídajícím uzlům dvourozměrného modelu. Uzlové hodnoty se poté aproximují po plochách jednotlivých prvků sítě konečných prvků a tím se získá správný

průběh smykového napětí v celém modelu odpovídající free field podmínkám.

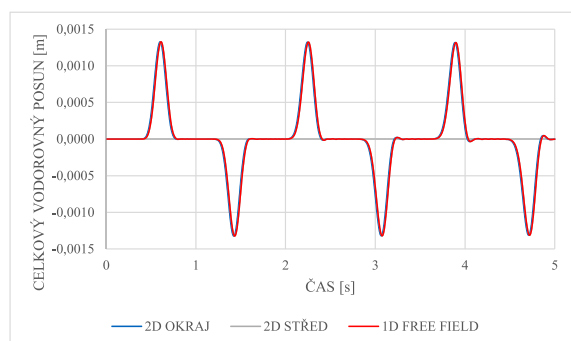


**Obrázek 5.19:** Schéma statické okrajové podmínky

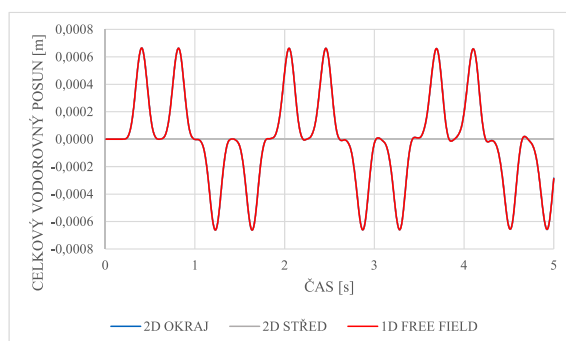
Na rozdíl od podmínky periodicity popsané v následující podkapitole, která reprezentuje statickou okrajovou podmínku, nemá statická okrajová podmínka žádná omezení týkající se geometrie modelu nebo sítě konečných prvků. Proto je tedy v programu GEO5 MKP tato podmínka preferována.

Z časového průběhu celkových vodorovných a svislých posunů charakteristických uzlů modelu je vidět, že se statická okrajová podmínka při průchodu impulzu zemětřesení chová stejně jako okrajová podmínka se svislými podporami (kapitola 5.2.1). Celkový svislý posun uzlů modelu je roven nule a celkový vodorovný posun na terénu i v polovině hloubky modelu přesně kopíruje řešení získané 1D free field analýzou provedenou na svislých hranicích modelu.

Obrázek 5.22 graficky znázorňuje průběh smykového napětí  $\tau_{xy}$  deformovaného velikostí po skočení analýzy zatížení modelu impulzem. V průběhu zobrazeném pomocí izoploch je možné sledovat drobné odchylky od dokonale vodorovného rozložení smykového napětí. Příčinou vzniku těchto drobných chyb je způsob aproximace průběhu smykového napětí z jednotlivých uzlů modelu po celé jeho ploše.

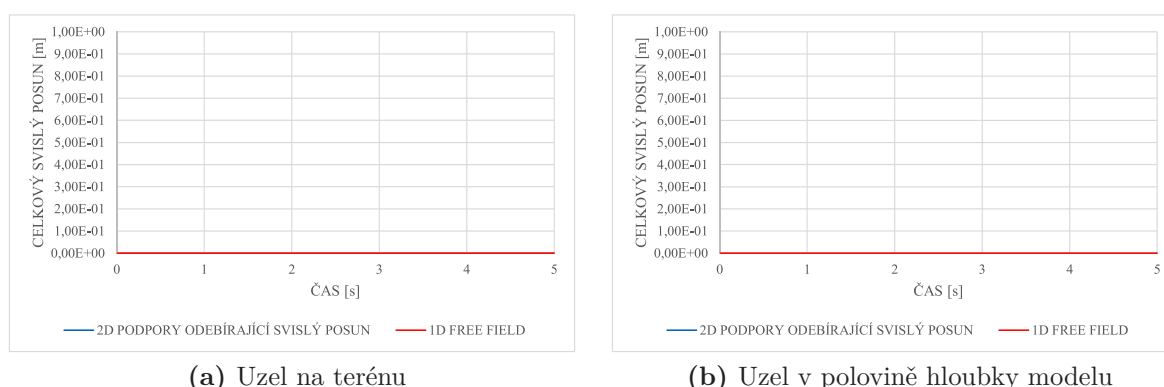


**(a)** Uzly na terénu

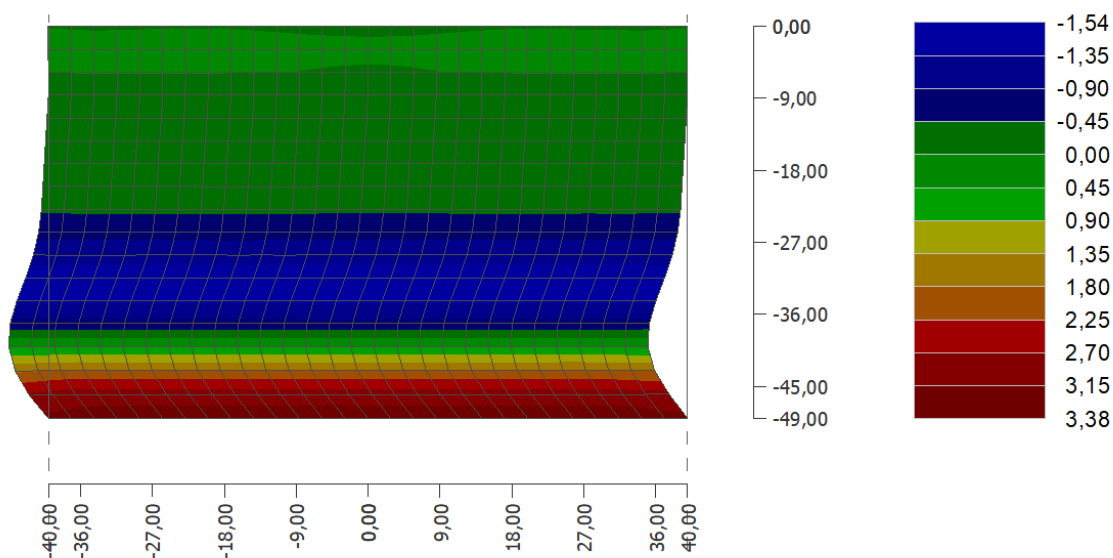


**(b)** Uzly v polovině hloubky modelu

**Obrázek 5.20:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu  $u$  statické okrajové podmínky s 1D free field podmínkou



**Obrázek 5.21:** Porovnání časového průběhu celkového svislého posunu  $v$  na svislé hranici modelu statické okrajové podmínky s 1D free field podmínkou

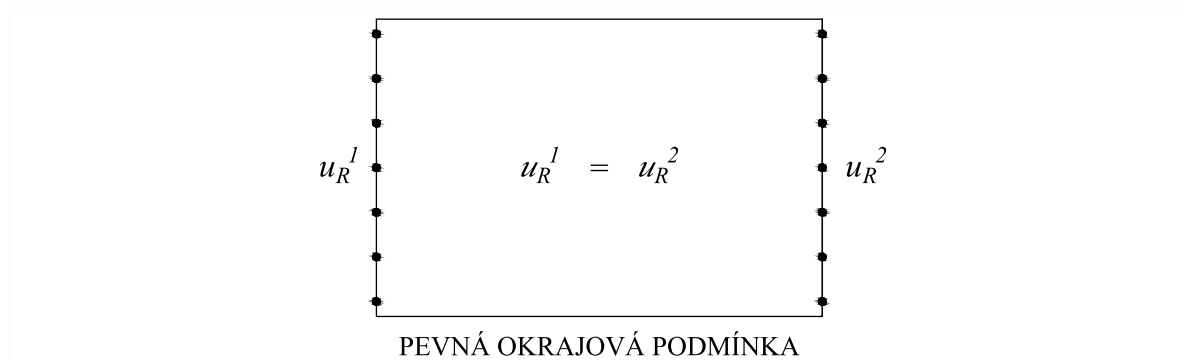


**Obrázek 5.22:** Výsledný průběh smykového napětí statické okrajové podmínky po skončení zemětřesení v dvourozměrném modelu zobrazený pomocí izoploch – hodnoty jsou uvedeny v kPa

### 5.2.6 Periodická okrajová podmínka

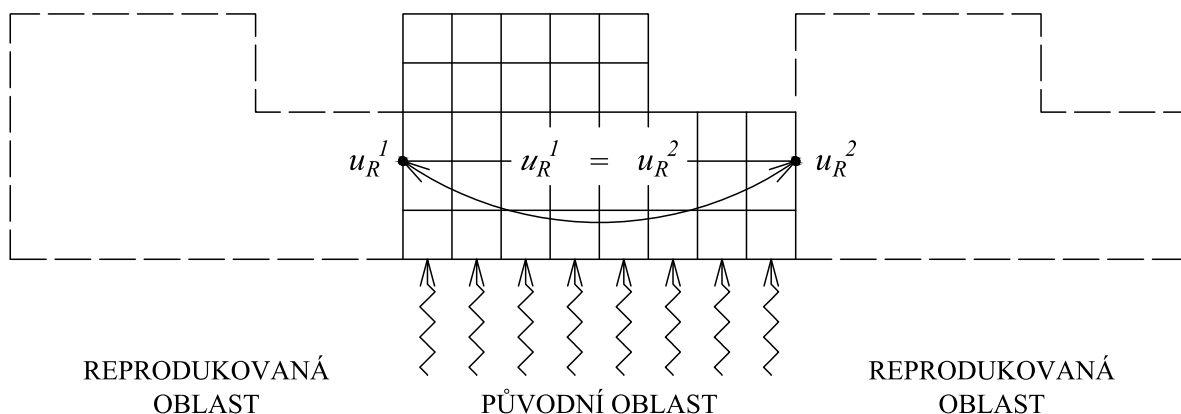
Stejně jako statická okrajová podmínka řeší periodická okrajová podmínka reprodukci předepsaného smykového napětí v čase získané 1D free field analýzou do dvourozměrného modelu. Podmínka periodicity znamená, že se příslušným uzlům na protilehlých svislých okrajích modelu předepíší stejná posunutí a tím se vytvoří teoreticky nekonečný free field prostor.

Při vhodném použití zajišťuje periodická okrajová podmínka správné hodnoty a průběh smykového napětí v modelu. Ze způsobu jakým je smykové napětí generováno je ale zřejmé, že použití periodické okrajové podmínky není univerzální a disponuje určitými omezeními. Model, kde je podmínka předepisována, musí mít dokonale symetrickou síť



**Obrázek 5.23:** Schéma periodické okrajové podmínky

konečných prvků, která navíc musí být symetrická podél svislých hran modelu. Kdyby totiž byla svislá hranice modelu odsazená od svislice, vznikaly by při periodické reprodukci svislých hran v modelu prázdné oblasti, které by neodpovídaly reálné geometrii geologického profilu.



**Obrázek 5.24:** Princip reprodukce periodické okrajové podmínky včetně jejích geometrických omezení

Je tedy nutné brát při použití periodické okrajové podmínky zřetel na její omezení a nepoužívat ji bez rozmyslu.

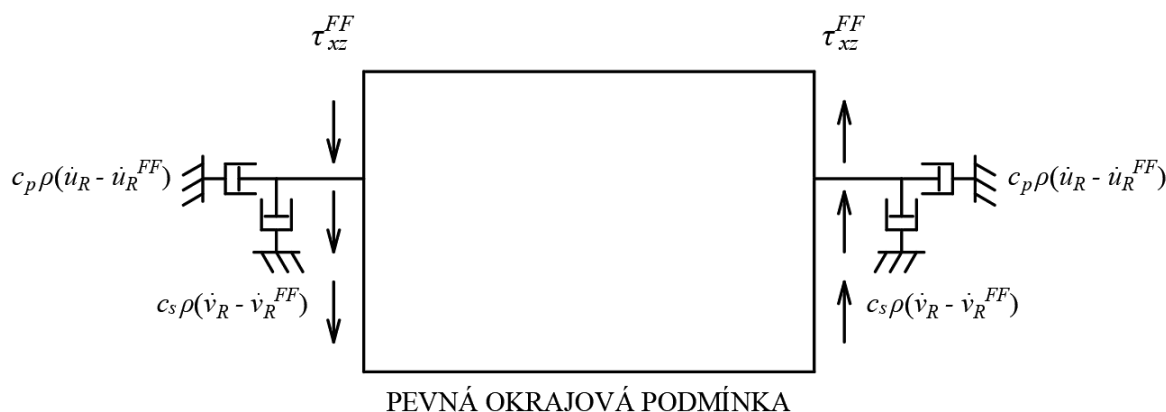
### 5.2.7 Kombinace statické okrajové podmínky s 2D free field okrajovou podmínkou

V předchozích podkapitolách byly představeny různé okrajové podmínky, které by mohly řešit chování svislých hranic modelu při průchodu zemětřesných vln se všemi svými výhodami i nevýhodami.

Je nutno podotknout, že žádná z těchto podmínek není schopna zajistit takové chování modelu, které by odpovídalo skutečnosti. I tak se ale některé z těchto okrajových podmínek vyskytují v softwarech řešících stejnou problematiku. Výpočet odezvy konstrukce s od počátku nesprávně nastavenými okrajovými podmínkami modelu nemůže

poskytnout správné výsledky. Takový přístup není vhodný.

Správné okrajové podmínky a tím i odezvu konstrukce zaručí okrajová podmínka, jejíž schéma je vidět na obrázku 5.25. Jedná se o kombinaci klasické 2D free field okrajové podmínky se statickou okrajovou podmínkou. 2D free field okrajová podmínka zajistí správné chování na svislých hranicích modelu, kdy dochází ke tlumení pouze těch vln, které se nešíří podél těchto hranic. Vlny šířící se od spodní hranice modelu kolmo k terénu nechává beze změny. Díky statické okrajové podmínce bude v modelu správný průběh smykového napětí, svislá rychlost kmitání uzlů bude nulová a nebude tedy ani docházet k celkovým posunům uzlů ve svislém směru, které neodpovídají skutečnosti. Tuto okrajovou podmínku používá program GEO5 MKP pro dynamickou analýzu.



**Obrázek 5.25:** Schéma statické okrajové podmínky v kombinaci s 2D free field podmínkou

### 5.3 Účinek absorpční podmínky na svislém okraji

Pro kontrolu správného chování kombinované okrajové podmínky nejen pro vlny šířící se podél svisté hranice modelu byl proveden poslední test chování okrajové podmínky. Ověřila se schopnost okrajové podmínky utlumit vlnu, která přichází na svistou hranici modelu pod úhlem.

Testovací model byl modifikován tak, aby vlna impulsu zemětřesení přicházela na svíslou hranici modelu pod kolmým úhlem. Ve střední části modelu byla odebrána zemina. Nově vzniklé rozhraní zeminy a vzduchu má tvar klínu, jehož hranice svírají úhel  $90^\circ$ .

Pokud vlna, která se šíří kolmo od spodního okraje modelu směrem vzhůru, narazí na volný okraj<sup>3</sup> tvořený rozhraním zeminy se vzduchem, dojde k jejímu úplnému odrazení pod úhlem  $90^\circ$  a vlna bude dál pokračovat vodorovně ke svislé hranici modelu.

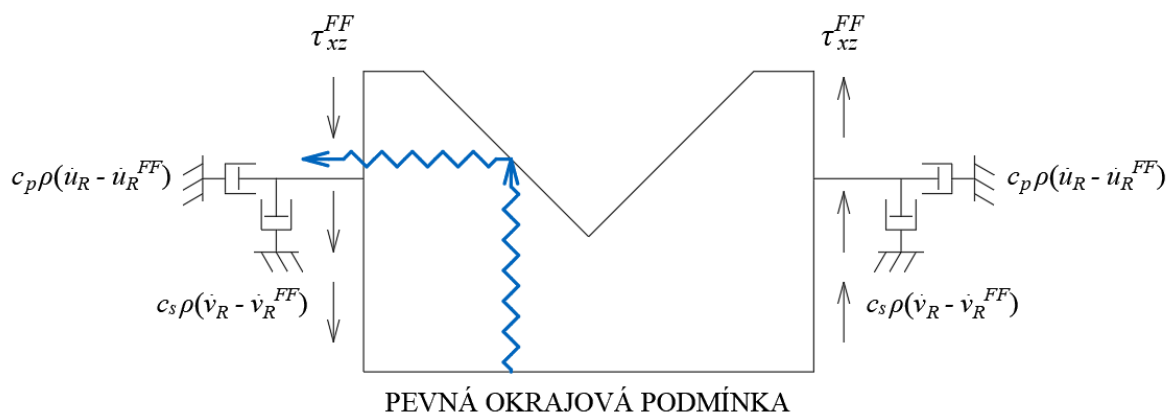
Posuny vhodně vybraného uzlu sítě konečných prvků se posuzovaly pro statickou okrajovou podmínku a pro kombinaci stejné podmínky s 2D free field okrajovou podmínkou. Každá z použitých podmínek vykazuje odlišné chování vzhledem ke kolmo

<sup>3</sup>Chování vlny na různých rozhraních je věnována kapitola 4.1.1.

přicházející vlně. Schéma šíření vlny za použití daných okrajových podmínek je na obrázcích 5.26 a 5.27. Časový průběh vodorovného a svislého celkového posunu je vidět na obrázku 5.28.



**Obrázek 5.26:** Schéma modelu pro studii účinku statické okrajové podmínky při příchodu kolmé vlny na svislou hranici modelu

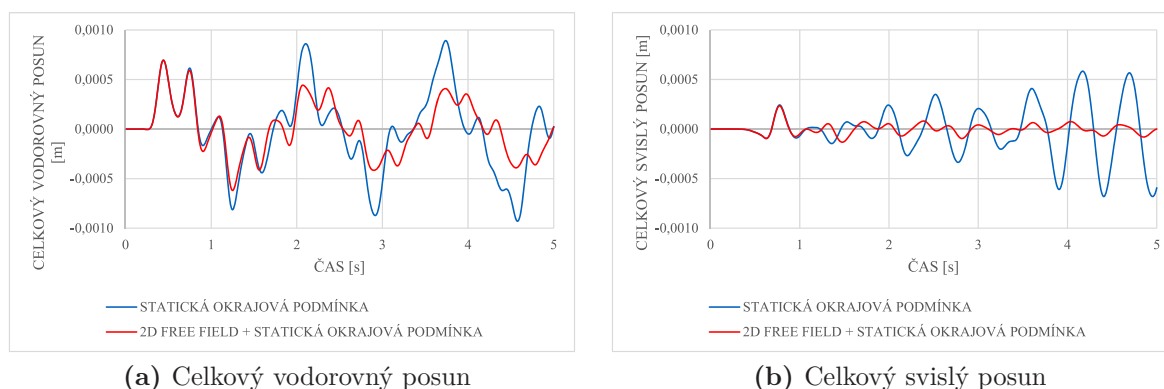


**Obrázek 5.27:** Schéma modelu pro studii účinku statické okrajové podmínky v kombinaci s 2D free field podmínkou při příchodu kolmé vlny na svislou hranici modelu

Budeme-li sledovat průběh posunů při použití statické okrajové podmínky (znázorněn modrou křivkou) zjistíme, že na svislé hranici modelu dochází k odrazu vlny a ta se vrací zpět do systému. Protože na spodní hranici je předepsaná pevná okrajová podmínka, ani zde se vlna neutlumí a dochází k jejímu nekonečnému šíření mezi spodní a svislou hranicí modelu. Pokud by bylo možné předepsat na spodní hranici modelu pouze jedinou přicházející vlnu zemětřesení, která by procházela přímo sledovaným uzlem, byl by na časové ose vidět periodicky se opakující průchod vlny. Zemětřesný impuls je ale předepsán podél celé spodní hranice, a proto je možné na průběhu posunů sledovat vzájemnou interakci jednotlivých vln. Interakce mezi vlnami se projevuje neustálým zvyšováním maximální amplitudy.

Červená barva zobrazuje časový průběh celkových posunů okrajové podmínky, která kombinuje statickou okrajovou podmínku a 2D free field okrajovou podmínku. Taková

podmínka přicházející kolmou vlnu utlumí a vlna tedy projde systémem pouze jednou. Na grafu znázorňujícím celkový svislý posun je jasně vidět první a zároveň jediný průchod vlny. Následující kmitání v čase je opět způsobeno interakcí dalších vln, které sice neprocházejí přímo sledovaným uzlem, ale zasahují do něj svými amplitudami. Zpoždění, se kterým se na grafu objevují, je způsobeno různě dlouhými trajektoriemi, které musí vlna urazit, než se k vykreslovanému uzlu dostane. S postupným odchodem všech kolmých vln ze systému by došlo k úplnému utlumení svislého posunu<sup>4</sup>.



**Obrázek 5.28:** Zobrazení účinku absorpční podmínky pro kolmo přichozí vlnu na svislou hranici modelu

Klín odtěžené zeminy nezasahuje přes celou šířku modelu. Sledovaný uzel má takovou polohu, že jeho průmět na terén leží v jeho vodorovné části. Stále se objevující vodorovné posuny uzlu jsou způsobeny opakovaným průchodem vlny, která se šíří od spodního okraje modelu. Tato vlna nenarazí na šikmý klín terénu, ale dojde na jeho vodorovnou část, od které se odrazí svisle zpět ke spodnímu okraji modelu. Po odchodu všech kolmých vln by tedy sledovaný uzel harmonicky kmital, stejně jako v případě předchozí studie okrajových podmínek, kdy se v modelu šířily pouze svislé smykové vlny.

Tento test prokázal, že kombinovaná okrajová podmínka plní úlohu, pro kterou je definována, a že je její použití pro dynamickou analýzu správné.

## 5.4 Délka konečného prvku

Druhá parametrická studie se zabývá vlivem délky konečného prvku na výsledky<sup>5</sup> výpočtu. Optimální délka konečného prvku by měla být taková, aby šířící se vlna urazila za jeden časový krok právě takovou vzdálenost, která je rovna délce příslušného prvku sítě. Pokud budeme chtít splnit tento předpoklad, určíme optimální délku prvku pro libovolný materiál následovně:

<sup>4</sup>Toho by se dosáhlo buď aplikací absorpční okrajové podmínky na spodní hranici modelu nebo zavedením materiálového útlumu.

<sup>5</sup>Studie byla provedena v podmínkách 1D free field analýzy šíření vln.



Z Youngova modulu pružnosti  $E$  a Poissonova čísla  $\nu$  příslušících materiálu, pro který chceme určit délku prvku sítě konečných prvků, vypočteme smykový modul pružnosti  $G$  ze vztahu

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (5.6)$$

Pro rychlost šíření smykové vlny  $c_s$ , viz rovnice 3.2, platí, že

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (5.7)$$

kde  $\rho$  je hustota materiálu, ve kterém se smyková vlna šíří. Optimální délka prvku sítě pro časový krok integrace  $\Delta t$  se určí ze vztahu

$$l_{elem} = c_s \Delta t. \quad (5.8)$$

Těmito vztahy se určila optimální délka prvku pro materiálové parametry zeminy v testovacím modelu a pro integrační časový krok příslušící impulzu používanému v parametrické studii jako  $l_{elem} = 1,20$  m. Číselný výpočet lze nalézt v příloze B.

Protože se obvykle snažíme generovat síť s co největšími délkami hrany prvku a tím snížit čas nutný k provedení výpočtu, nebude v této práci sledován vliv zmenšení délky prvku. Obecně lze ale říct, že zjemňováním sítě konečných prvků nedochází ke zpřesňování výpočtu, protože časový integrační krok je neměnný a vlna tedy projde během jednoho časového kroku více prvky.

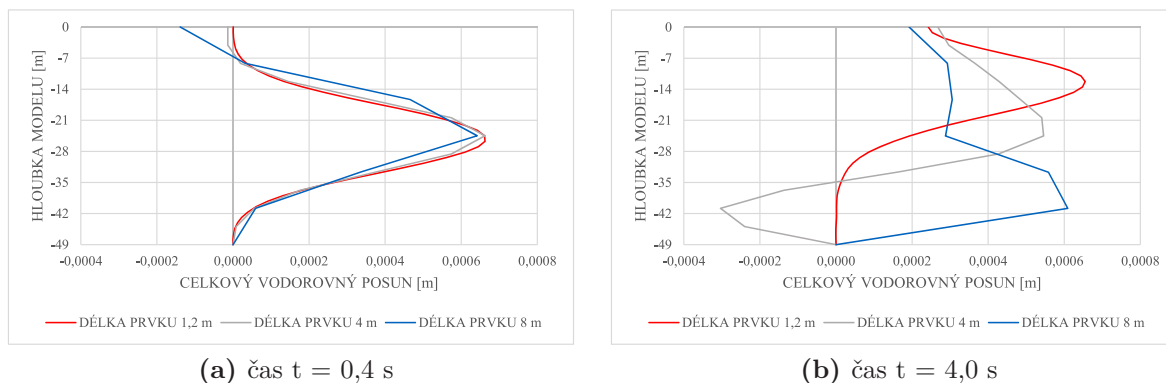
Pro studii byly vytvořeny tři dokonale symetrické čtyřuzlové čtvercové sítě konečných prvků testovacího modelu lišící se délkou hrany prvku. Referenční síť má optimální délku hrany prvku 1,20 m. Délky dalších sítí byly postupně zvětšovány na 4,0 a 8,0 m. Zvoleny byly záměrně tyto délky. Sítě konečných prvků posuzovaných řezů tunelové konstrukce popsanych v kapitole 2.2.3 mají totiž délku hrany prvku na okrajích modelu právě 8,0 m. Tyto sítě byly později použity pro plně dynamický výpočet účinků zemětřesení na konstrukci. Odezva modelu pro jednotlivé diskretizace je uvedena na následujících grafech.

Obrázek 5.29 zobrazuje celkový vodorovný posun po výšce svislého okraje modelu. Graf na obrázku 5.29a vykresluje uzlové posuny v čase 0,4 s. Vzhledem k rychlosti šíření vlny v zemině příslušící testovacímu modelu a časovému integračnímu kroku záznamu impulzu zemětřesení, odpovídá čas  $t = 0,4$  s přibližně takovému okamžiku, kdy vlna poprvé urazí vzdálenost rovnou výšce testovacího modelu. Při prvním průchodu vlny se všechny sítě chovají správně. Jedinou malou odchylku od zcela správného průběhu vlny vykazuje síť s největší délkou prvku a to v místě na terénu.

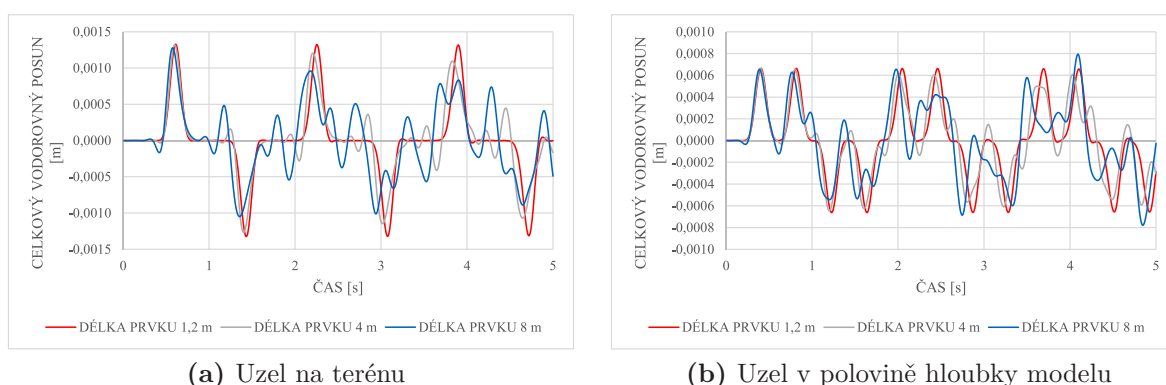
Zajímavější je průběh celkových vodorovných posunů v pozdějším čase  $t = 4,0$  s na obrázku 5.29b. Protože na spodním okraji modelu jsou předepsané pevné okrajové podmínky, odráží se vlna bez vlivu tlumení mezi horní a spodní hranicí modelu teoreticky do nekonečna. Zde jsou již patrné výpočetní numerické chyby.

Prostřední síť se liší spíše v detailech. Celkové vodorovné posuny uzlů stále kopírují tvar vlny impulzu zemětřesení, došlo ale ke snížení maximální amplitudy. Z průběhu je také vidět, že posuny uzlů předbíhají skutečný průběh vlny.

U nejhrubší sítě již výpočetní chyby dominují. Celkové uzlové posuny předbíhají skutečný průběh vlny a došlo k částečnému přídavnému rozkmitu původně zcela harmonické vlny.



**Obrázek 5.29:** Porovnání průběhu celkového vodorovného posunu 1D free field analýzy po výšce modelu v daném čase pro různé typy sítí



**Obrázek 5.30:** Porovnání časového průběhu celkového vodorovného posunu pro konkrétní uzel 1D free field analýzy pro různé typy sítí

Obrázek 5.30a znázorňuje časový průběh celkového vodorovného posunu uzlu na terénu a obrázek 5.30b vykresluje průběh pro bod v polovině hloubky modelu. Z časového průběhu je vidět, že u prostřední sítě s délkou prvku 4,0 m dochází také k rozkmitu ještě před samotným průchodem vlny. Rozkmit se v čase zvětšuje a dochází k mírnému zmenšení maximální amplitudy v čase. K maximálním výchylkám však stále dochází v čase přibližně shodném s reálným průběhem vlny. Tato chyba je pozorovatelná především u časového průběhu celkového vodorovného posunu uzlu na terénu, kde dochází ke zdvojnásobení maximální amplitudy vlny. U uzlu v polovině hloubky modelu není jev tak patrný a průběh vlny se až na details shoduje se skutečným průběhem vlny.

Vykreslení celkového vodorovného posunu v čase pro nejhrubší síť ukazuje, jak podstatné změny vyvolá zvětšení délky prvku. Nejen že se průběh celkového vodorovného

posunu shoduje se skutečným průběhem vlny pouze při jejím prvním průchodu modelem, ale dochází k několikanásobnému rozkmitu harmonické vlny s tak velkými amplitudami, že se místy vlna jeví jako zdvojená. Takto hrubá síť není schopna vystihnout průběh vlny a pro jakékoli výpočty je nevhodná.

Tato parametrická studie ukázala, že najít optimální síť pro plně dynamický výpočet není snadné. Síť, která se jeví jako ideální pro statický výpočet nemusí být pro dynamickou analýzu vhodná. Bude-li nás zajímat pouze maximální přídavné zatížení konstrukce způsobené zemětřesením, dala by se prostřední síť, s ohledem na časovou náročnost výpočtu, považovat za přijatelnou. Více než trojnásobná velikost prvku oproti optimální délce prvku je ale pro výpočet limitní.

## 5.5 Časový krok

Posledním sledovaným parametrem je vliv časového kroku záznamu zemětřesení na přesnost výpočtu. Časový krok je vzdálenost mezi jednotlivými zapsanými hodnotami akceleroqramu. Nejmenší časový krok záznamu určuje maximální časový krok integrace řešení (tj. výpočetní krok) a tím čas nutný k provedení výpočtu. Pokud by byl výpočetní krok větší než časový krok záznamu, docházelo by k přeskokování vstupních hodnot zrychlení a tím ke zkreslení výsledků integrace.

Nutné změny záznamu zemětřesení, který byl použit pro plně dynamický výpočet odezvy konstrukce, jsou popsány v kapitole věnované zemětřesení. Záznam byl oříznut a jeho časový krok byl zvětšen z původní  $\Delta t = 0,005$  s na  $\Delta t = 0,01$  s. Nyní si ukážeme, jaký vliv mohou mít takové úpravy na výsledné hodnoty rychlosti a posunu.

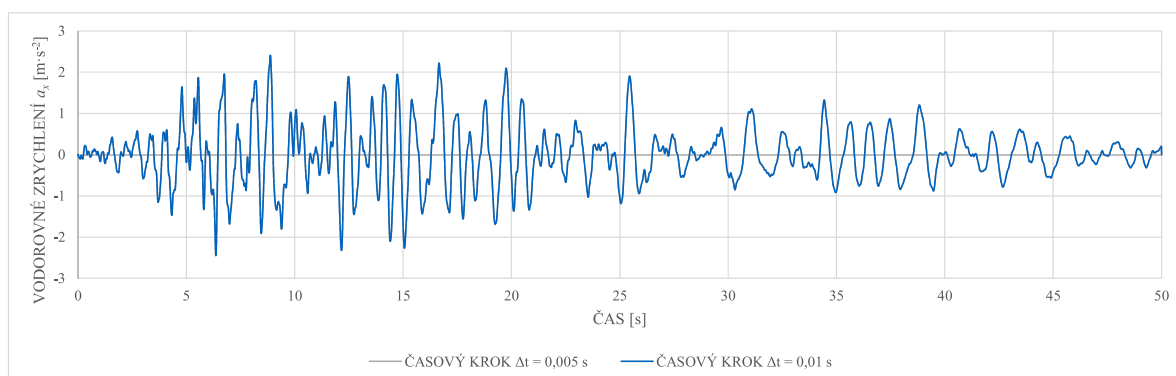
Na první sérii obrázků, viz 5.32 je znázorněn vliv změny integračního kroku oříznutého záznamu. Záznam byl zintegrován Newmarkovou metodou a výsledky integrace byly zapsány s požadovaným časovým krokem. Z výsledku průběhu vodorovné rychlosti a vodorovného posunu je vidět, že změna časového kroku nemá na výsledky integrace žádný vliv. Patrný je však vliv oříznutí záznamu.

Počáteční podmínky integrace jsou nastaveny jako  $v = 0,0 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  a  $u = 0,0 \text{ m}$ . V čase oříznutí záznamu ale zřejmě rychlost  $v$  nebyla nulová, proto se posunutí v průběhu zemětřesení neustále zvětšuje, místo aby oscilovalo kolem nuly.

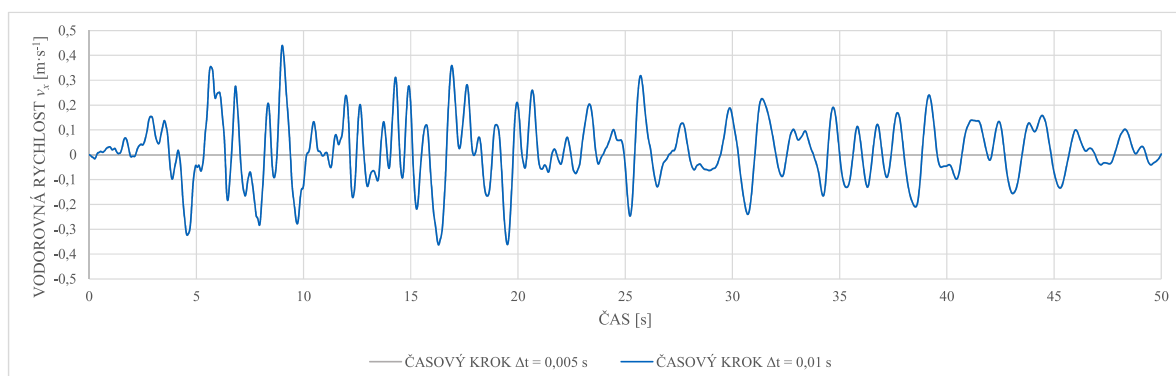
Druhá série obrázků odpovídá časovému průběhu zrychlení, rychlosti a posunutí selektovaného záznamu. Z původního záznamu s 10 000 hodnotami zrychlení byly vhodně vybrány extrémní hodnoty tak, aby časový průběh zrychlení odpovídal původnímu netříděnému záznamu. Výsledný záznam měl přibližně 300 hodnot v neekvidistantních časových rozestupech. Nově vytvořený záznam byl stejně jako předchozí záznam integrován Newmarkovou metodou a zapsán s časovým krokem  $\Delta t = 0,005$  s.

Na obrázku 5.32a je porovnané zrychlení původního a selektovaného záznamu. Žádné odchylky v průběhu zrychlení nejsou patrné. Selektce hodnot záznamu se však na integraci projevila podstatně. Rychlost je posunutá do kladných hodnot. Důsledkem toho se ještě výrazněji projevily nárůsty posunů. Posuny se v tomto případě liší od původního záznamu přibližně o řád.

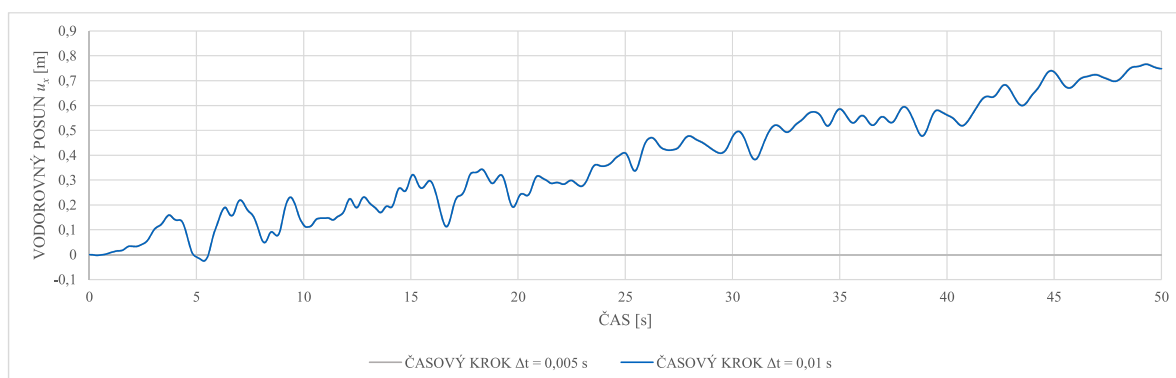
Je tedy lepší vyvarovat se zásahům do měřených záznamů. V případě nutnosti jejich úpravy je třeba brát ohled na ovlivnění výsledku integrace, které mohou změny vyvolat.



(a) Zrychlení

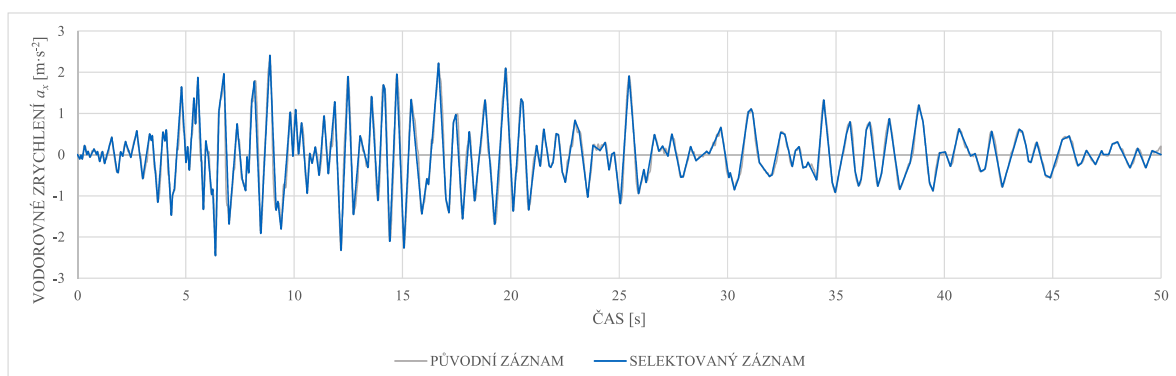


(b) Rychlost

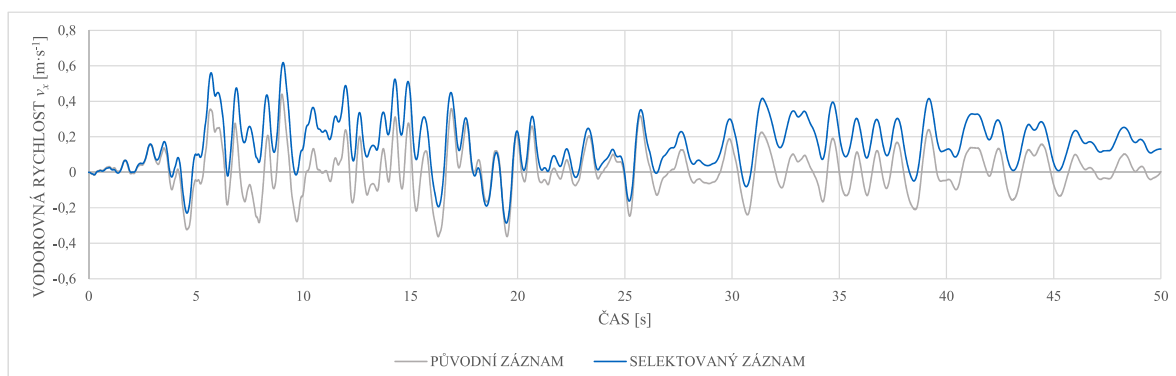


(c) Posunutí

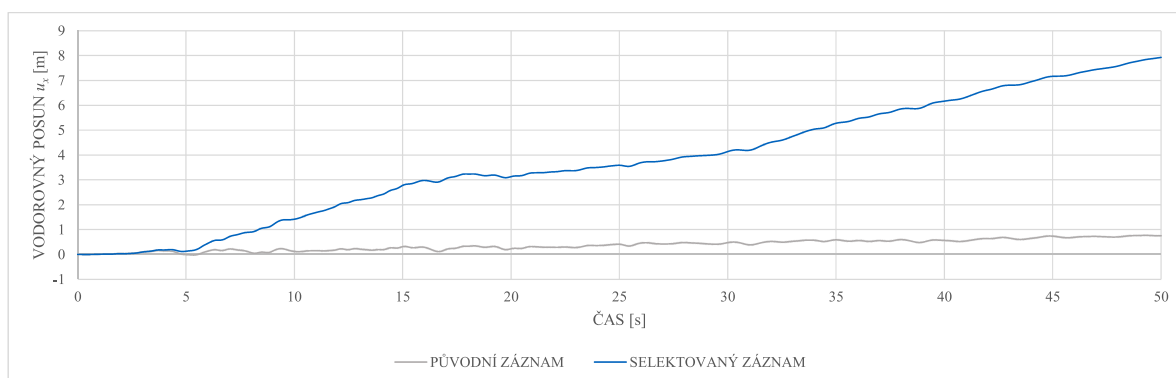
**Obrázek 5.31:** Vliv změny časového kroku záznamu zemětřesení na výsledky integrace



(a) Zrychlení



(b) Rychlost



(c) Posunutí

**Obrázek 5.32:** Vliv selekce hodnot záznamu zemětřesení na výsledky integrace

# Plně dynamický výpočet

V předchozích kapitolách byla představena tunelová konstrukce včetně dvourozměrných výpočetních modelů charakteristických řezů, které budou posuzovány na účinky zatížení zemětřesením. Záznam zemětřesení použitého pro výpočet a jeho úpravy jsou popsány v kapitole 3.3.1. Nezbývá tedy než přistoupit k výpočtu samotnému.

## 6.1 Výpočetní modely pro plně dynamický výpočet

Výpočetní modely včetně výpočetních fází lze nalézt v 2.2. Aby mohl být proveden plně dynamický výpočet, byla každému modelu přidána výpočetní fáze. Akce provedené v této výpočetní fázi jsou pro všechny modely shodné a vypadají následovně:

- Zemina představující vrstvu jílu byla nahrazena vrstvou novou, speciálně upravenou pro potřeby plně dynamického výpočtu<sup>1</sup>. Původně po výšce proměnný modul pružnosti jílu  $E$  byl nahrazen modulem, jehož tuhost se s hloubkou nemění.
- Ze stejných důvodů jako v případě testovacího modelu, tedy aby rychlost šíření smykové vlny v dané vrstvě odpovídala reálně dosahovaným rychlostem, byla hodnota modulu pružnosti jílu zvýšena na  $E_{dyn} = 80 \text{ MPa}$ .
- Mohr-Coulombův materiálový model zeminy reprezentující jíl byl změněn na lineárně-elastický. Tento krok výrazně zkrátil dobu potřebnou k provedení výpočtu. Chování zeminy v průběhu zemětřesení při použití Mohr-Coulombova modelu nebylo ověřeno. Předpokládá se však, že během zatížení zemětřesení nedojde ke vzniku plastických oblastí v zemině modelu. V takovém případě by změna materiálového modelu měla pouze minimální vliv na výsledky výpočtu.
- Na spodní hranici modelu je předepsáno zrychlení a rychlost s hodnotami odpovídajícími použité okrajové podmínce na spodní hranici výpočtového modelu.

<sup>1</sup>Zemina charakterizující vrstvu vápence těmito potřebám vyhovuje a zůstala tedy beze změny.

Výpočet byl proveden za použití okrajové podmínky, která kombinuje statickou a 2D free field okrajovou podmínku. Tato podmínka je předepsána na svislých hranicích modelu. Na spodní hranici jsou následující okrajové podmínky:

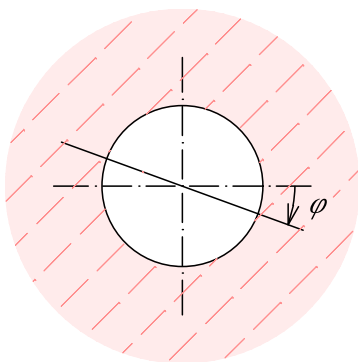
- absorpční okrajová podmínka pro model v zemině,
- pevná okrajová podmínka pro model v zemině bez uvažovaného vápence,
- absorpční okrajová podmínka pro model v hornině.

Při výpočtu nebyl uvažován vliv tlumení<sup>2</sup>. Schémata výpočetních modelů včetně okrajových podmínek lze nalézt v podkapitole 6.3.

## 6.2 Výsledky plně dynamického výpočtu

Průběh zemětřesení a tedy i namáhání konstrukce nejsou v čase konstantní, ale mění se. Proto i hodnoty vnitřních sil na ostění tunelu jsou v čase proměnné a jejich velikost odpovídá zatížení konstrukce v okamžiku, pro který jsou výsledné hodnoty vyčíslovány. Výpočet byl proveden s výpočtovým krokem  $\Delta t = 0,01$  s. Tomu odpovídá 5 000 časově závislých hodnot pro každou z vnitřních sil.

Aby bylo možné výsledky výpočtu prezentovat, byla v každém uzlu nalezena extrémní hodnota, které daná vnitřní síla v celkovém průběhu zemětřesení nabývá. Výsledky jsou graficky znázorněny v podkapitole 6.4 ve formě rozvinutého příčného řezu ostění tunelu. Orientace úhlu  $\varphi$ , určující polohu průřezu na ostění, se řídí následující konvencí:



**Obrázek 6.1:** Kladný směr a orientace polární souřadnice  $\varphi$

Znaménková konvence vykreslení vnitřních sil je definována tak, že kladné hodnoty ohybového momentu značí tažená spodní vlákna na vnitřní straně ostění.

<sup>2</sup>V případech, kdy je počítáno s materiálovým útlumem, se obvykle hodnota parametru poměrného útlumu uvažuje jako  $\xi = 5 \%$ .

### 6.2.1 Model v zemině

Namáhání, které je ostění schopno přenést, je dáno interakcí mezi normálovou silou a ohybovým momentem. Obvykle se posuzuje pomocí interakčního diagramu.

U modelu v zemině došlo v některých průřezích ostění<sup>3</sup> vlivem zemětřesení k výraznému zvětšení ohybového momentu zatímco normálová síla vzrostla pouze o pár desítek kN/m. Pokud by oba stavy nastaly ve stejný časový okamžik, mohla by taková změna vnitřních sil vést k výraznému poklesu únosnosti průřezu, případně k jejímu překročení. Ačkoli jsou změny normálové síly v průběhu zemětřesení značné (a to i ve smyslu snížení hodnoty tlakové normálové síly), zůstává ostění namáhané tlakem po celou dobu působení.

Směr namáhání ostění posouvající silou změnil v konkrétních průřezích orientaci a jeho velikost vzrostla až 7krát. Výsledný průběh vnitřních sil po délce ostění je vidět na obrázcích v podkapitole 6.4.1.

### 6.2.2 Model v zemině bez vápence

Model v zemině je jediným z modelů, u kterého je na spodní hranici uvažovaná pevná okrajová podmínka. V literatuře se často uvádí, že použití pevné okrajové podmínky není pro návrh konstrukcí vhodné, protože by mohlo vést k nereálně vysokým hodnotám namáhání konstrukce.

Pokud by chování šíření vln na rozhraní jílu a horniny opravdu odpovídalo pevné okrajové podmínce, měl by průběh vnitřních sil na ostění odpovídat přibližně výsledkům modelu v zemině s použitím absorpční podmínky. Podíváme-li se však na přírůstky vnitřních sil na ostění tunelu v modelu v hornině (kapitola 6.4.2), zjistíme, že jsou nereálně vysoké. V průřezích s největší změnou odezvy vzrostlo namáhání ostění tunelu normálovou silou o 450 %, posouvající silou o necelých 3 650 % a ohybovým momentem přibližně o 1 750 %.

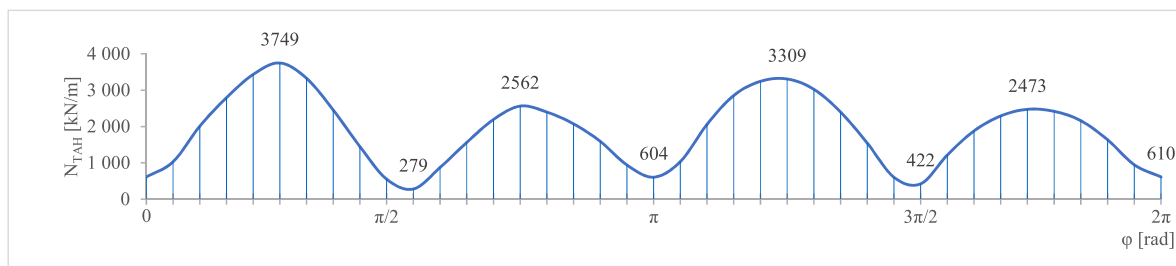
Kdybychom se nezabývali pouze absolutní extrémní hodnotou namáhání vyvolanou zemětřesením, ale celkovým průběhem, zjistili bychom, že ostění tunelu je v čase namáháno nejen tlakovou normálovou silou, ale že se hodnoty normálové síly dostávají do kladných hodnot značících tah. Maximální hodnoty, jakých v čase dosahuje namáhání tahovou normálovou silou v jednotlivých průřezích ostění, jsou na obrázku 6.2. Nejenže v ostění vzniká tah, ale hodnoty tahového napětí jsou tak vysoké, že by konstrukce nebyla v žádném případě schopna takové namáhání přenést.

Rozdíl mezi výsledky prvního (model v zemině s absorpční okrajovou podmínkou na spodní hranici modelu) a druhého modelu (model v zemině bez vápence s pevnou okrajovou podmínkou na spodní hranici modelu) je způsoben konečnou tuhostí vápence ( $E_{dyn} = 630 \text{ MPa} \ll \infty$ ). Model v zemině bez vápence předpokládá tak velký kontrast v tuhosti jílu a vápence, že by na rozhraní těchto dvou zemin došlo k úplnému odrazu vlny. Tuhost vápence je ale v tomto případě ani ne 8krát vyšší než tuhost jílu, proto je takový předpoklad chybný a nemůže vést k jiným než nereálným výsledkům odezvy konstrukce.

<sup>3</sup>Viz průřezy s hodnotou polární souřadnice  $\varphi = 0$ ,  $\varphi = \frac{\pi}{2}$ ,  $\varphi = \pi$  a  $\varphi = \frac{3\pi}{2}$  rad.



Takový výsledek ovšem neznamená, že by se pevná okrajová podmínka neměla používat vůbec. Pouze upozorňuje na fakt, že se pro řešení některých úloh nehodí. V některých případech ale může být její použití naopak vhodnější, než by bylo použití absorpční okrajové podmínky. Například veškeré testy provedené v rámci parametrické studie, která je součástí této práce, byly provedeny s pevnou okrajovou podmínkou. Díky tomu, že vlna zůstávala v systému, bylo možné ověřit funkčnost jednotlivých okrajových podmínek, což by nebylo možné, pokud by se vlna po prvním průchodu modelem utlumila.



**Obrázek 6.2:** Vykreslení maximálních hodnot tahové normálové síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině bez vápence

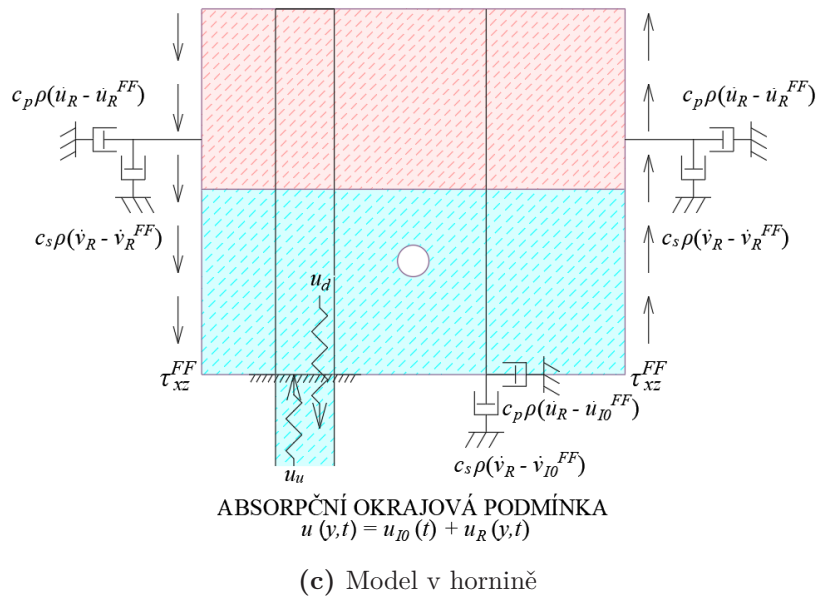
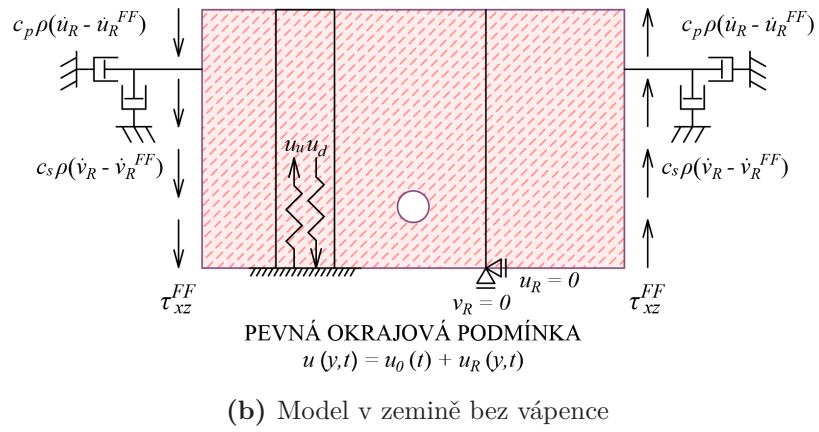
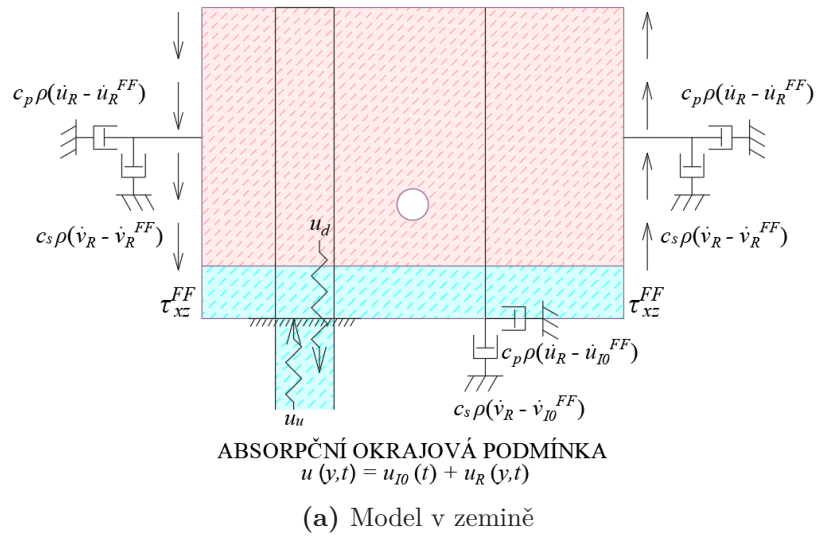
### 6.2.3 Model v hornině

Model v hornině má stejně jako model v zemině na spodní hranici zavedenou absorpční okrajovou podmínku. Z výsledného průběhu vnitřních sil po délce ostění, který znázorňují obrázky v podkapitole 6.4.3, je vidět, že odezva konstrukce na zatížení je obdobná jako v případě prvního modelu.

Normálové síly jsou v průběhu celého zemětřesení v záporných hodnotách a do kladných hodnot, značících tah, se nikdy nedostanou. Poměr mezi extrémními hodnotami modelu v zemině a modelu v hornině odpovídá větší hloubce tunelu v posuzovaném řezu i částečné samonosné schopnosti horniny. Přídavné namáhání normálovou silou je tedy větší než v případě modelu v zemině, zatímco přírůstek ohybových momentů je výrazně nižší.

## 6.3 Schémata výpočtových modelů pro plně dynamický výpočet

Na následujících třech obrázcích jsou pro lepší orientaci znázorněna výpočetní schémata jednotlivých modelů. Každé ze schémat reprezentuje poslední a konečnou výpočtovou fázi použitou pro plně dynamickou analýzu jednoho z posuzovaných řezů tunelové konstrukce. Je v nich tedy změněna zemina oproti výpočtovým modelům použitým pro statický výpočet z kapitoly 2.2. Hlavním smyslem obrázku je přehledně ukázat okrajové podmínky předepsané každému z modelů.

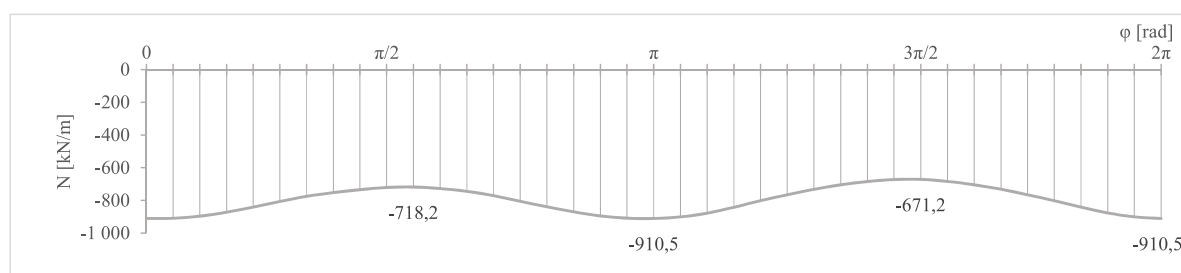


**Obrázek 6.3:** Schémata jednotlivých výpočtových modelů pro plně dynamický výpočet posuzovaných řezů tunelové konstrukce

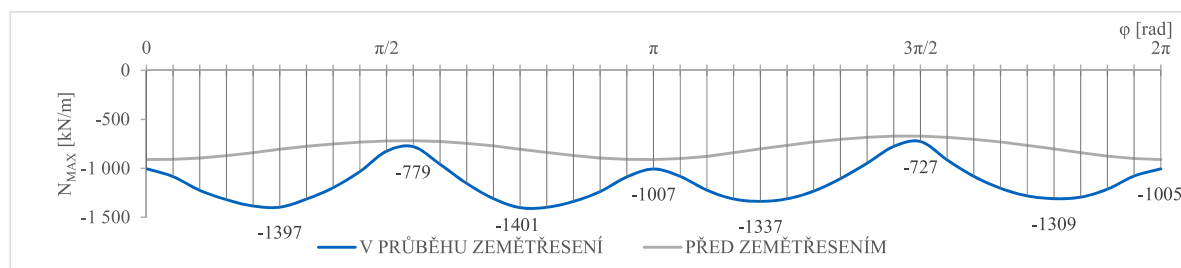
## 6.4 Grafické výsledky plně dynamického výpočtu

Následující podkapitoly obsahují grafické výsledky plně dynamického výpočtu. Každý z výpočetních modelů má vlastní podkapitolu tvořenou třemi samostatnými obrázky zvlášť pro každý druh vnitřních sil.

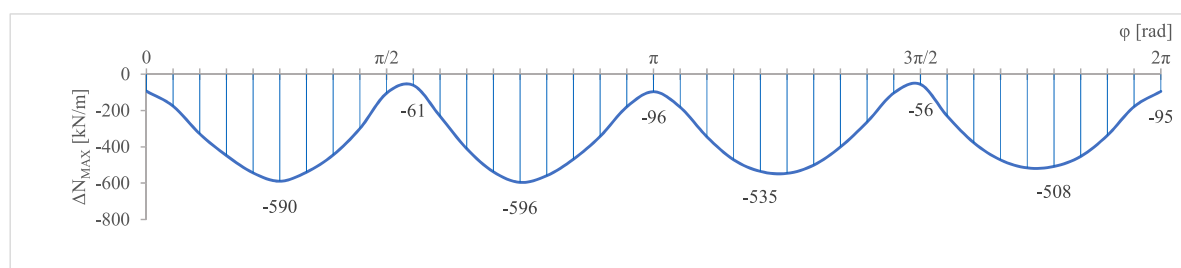
### 6.4.1 Model v zemině



(a) Normálová síla na konci statického výpočtu

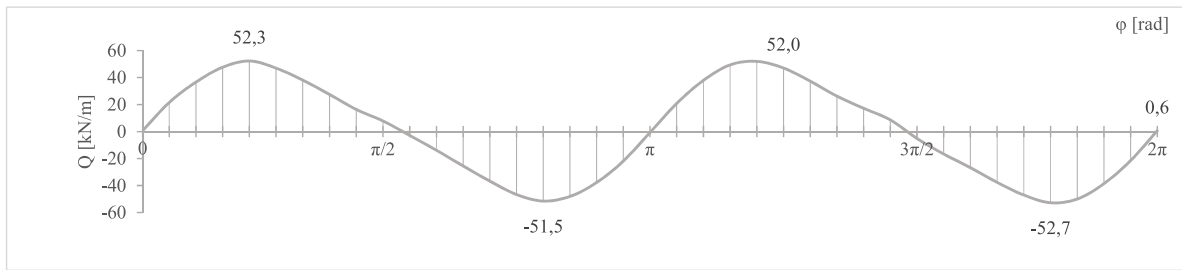


(b) Maximální normálová síla v průběhu zemětřesení

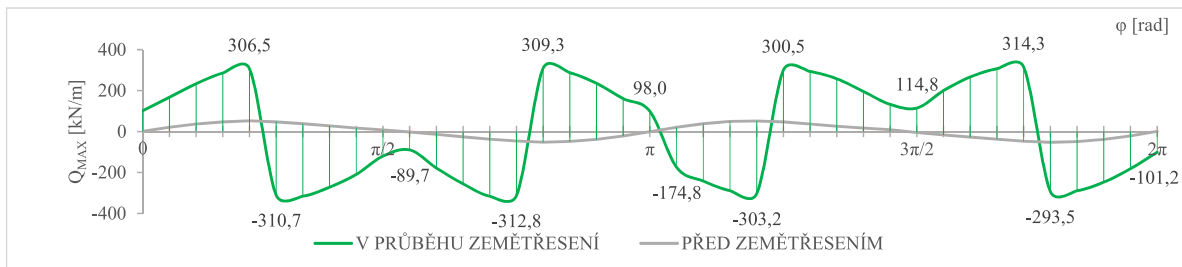


(c) Přírůstek normálové síly od účinků zemětřesení

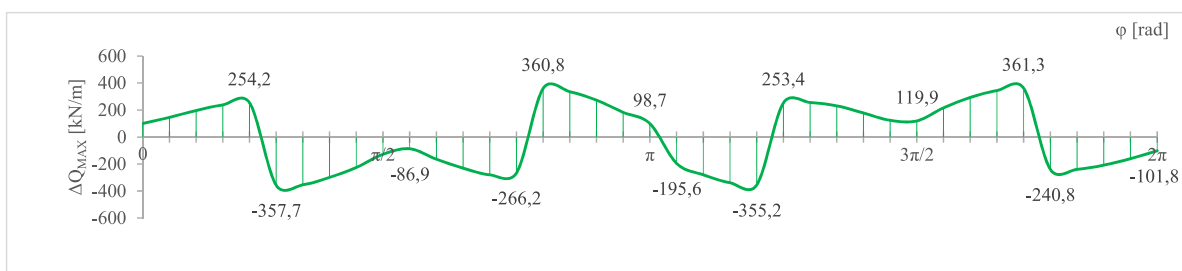
**Obrázek 6.4:** Vykreslení hodnot normálové síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině



(a) Posouvající síla na konci statického výpočtu

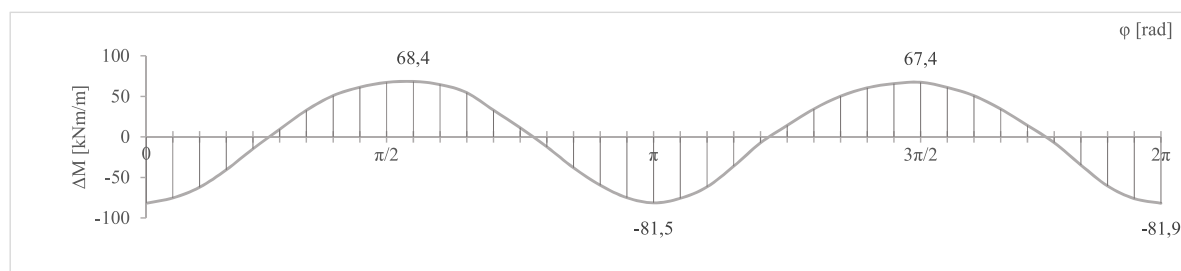


(b) Maximální posouvající síla v průběhu zemětřesení

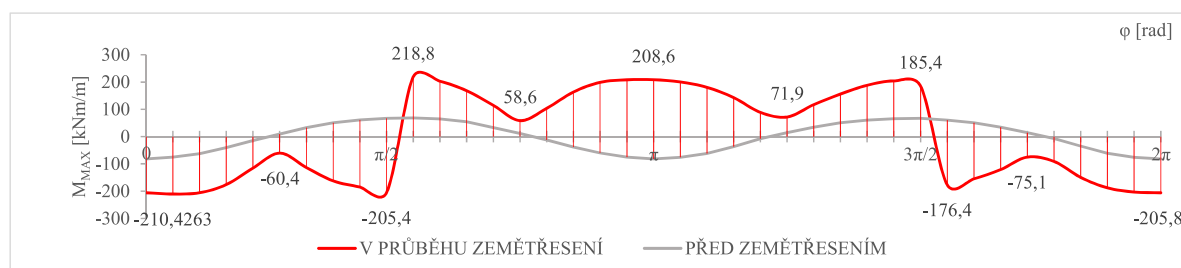


(c) Přírůstek posouvající síly od účinků zemětřesení

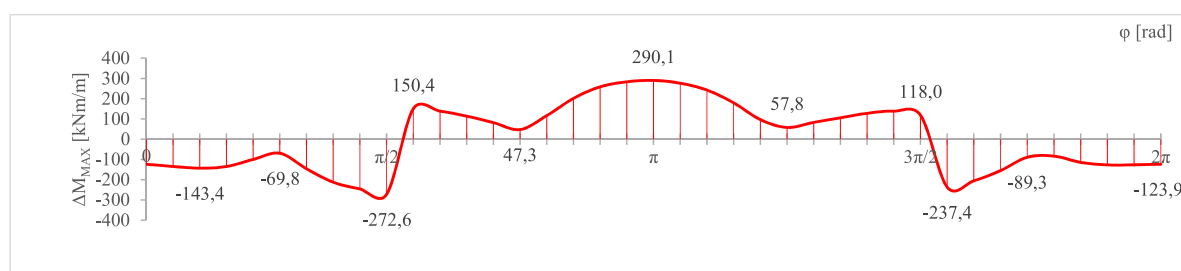
**Obrázek 6.5:** Vykreslení hodnot posouvající síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině



(a) Ohybový moment na konci statického výpočtu



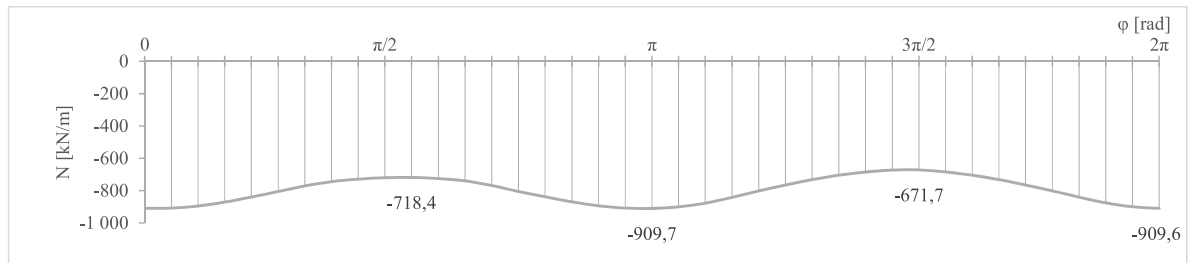
(b) Maximální ohybový moment v průběhu zemětřesení



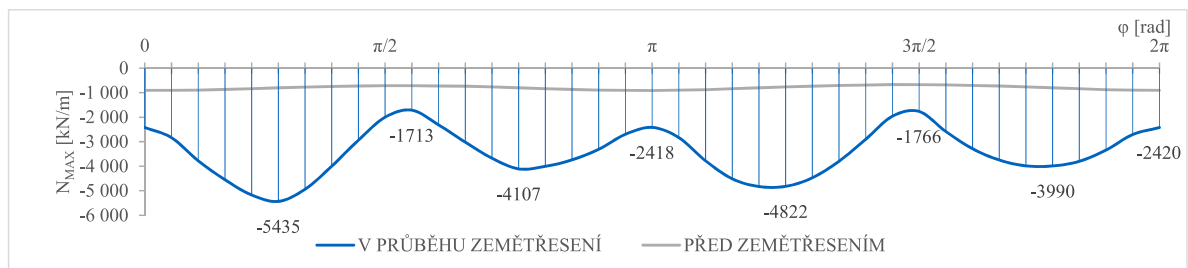
(c) Přírůstek ohybového momentu od účinků zemětřesení

**Obrázek 6.6:** Vykreslení hodnot ohybového momentu po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině

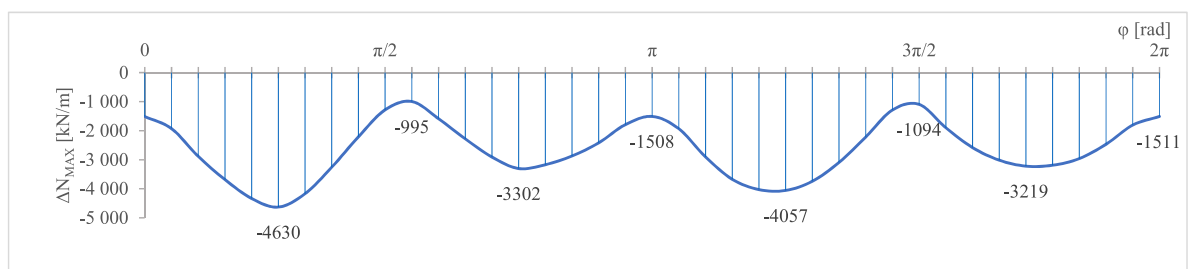
### 6.4.2 Model v zemině bez vápence



(a) Normálová síla na konci statického výpočtu

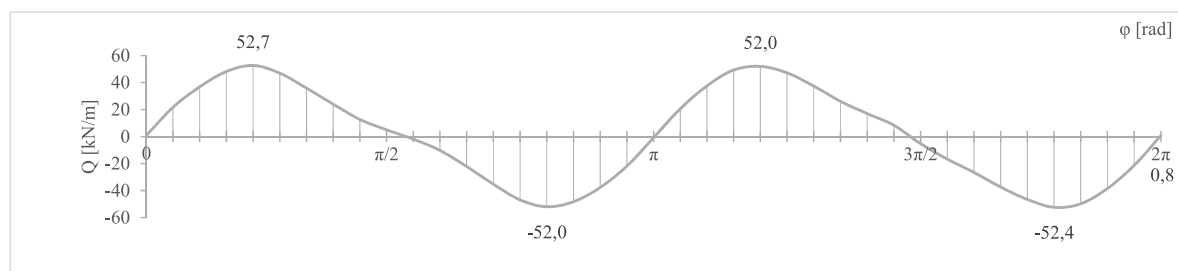


(b) Maximální normálová síla v průběhu zemětřesení

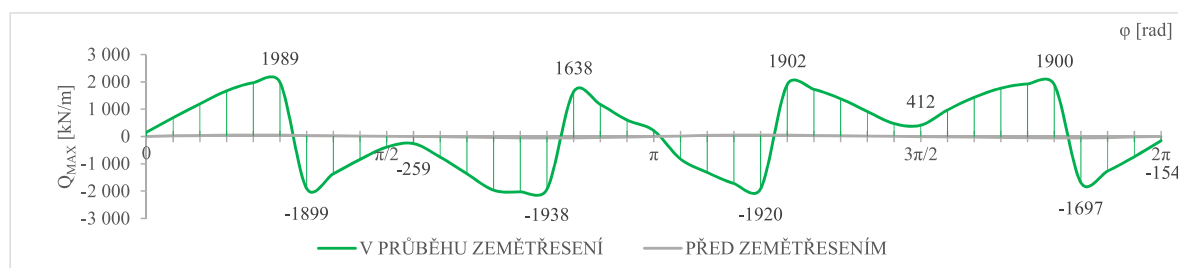


(c) Přírůstek normálové síly od účinků zemětřesení

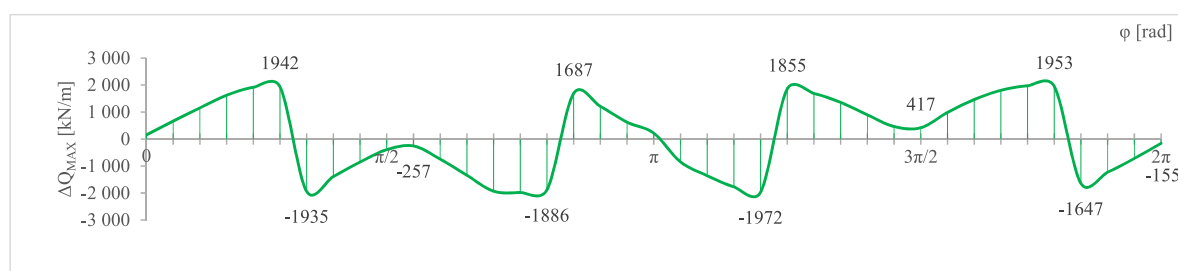
**Obrázek 6.7:** Vykreslení hodnot normálové síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině bez vápence



(a) Posouvající síla na konci statického výpočtu

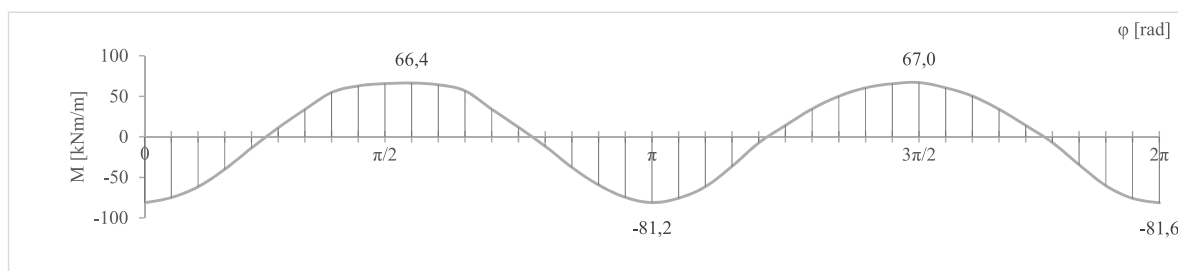


(b) Maximální posouvající síla v průběhu zemětřesení

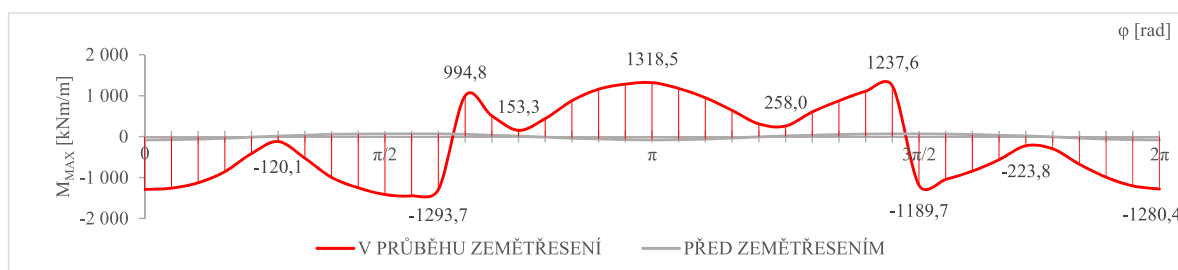


(c) Přírůstek posouvající síly od účinků zemětřesení

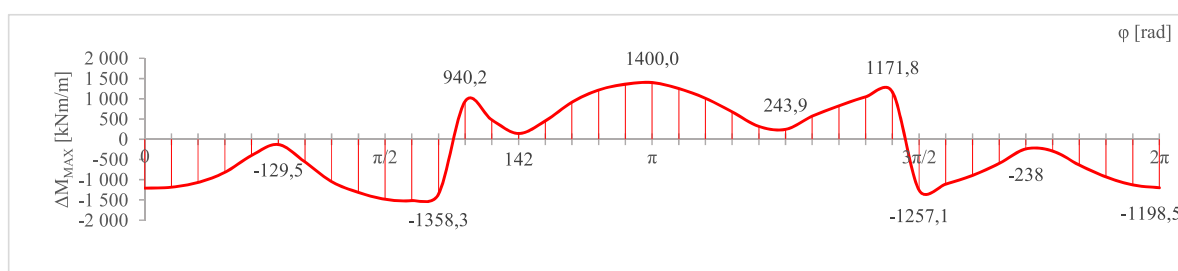
**Obrázek 6.8:** Vykreslení hodnot posouvající síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině bez vápence



(a) Ohybový moment na konci statického výpočtu



(b) Maximální ohybový moment v průběhu zemětřesení

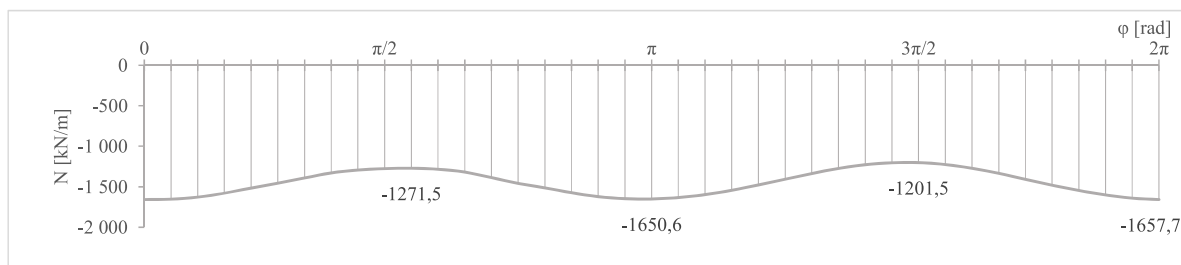


(c) Přírůstek ohybového momentu od účinků zemětřesení

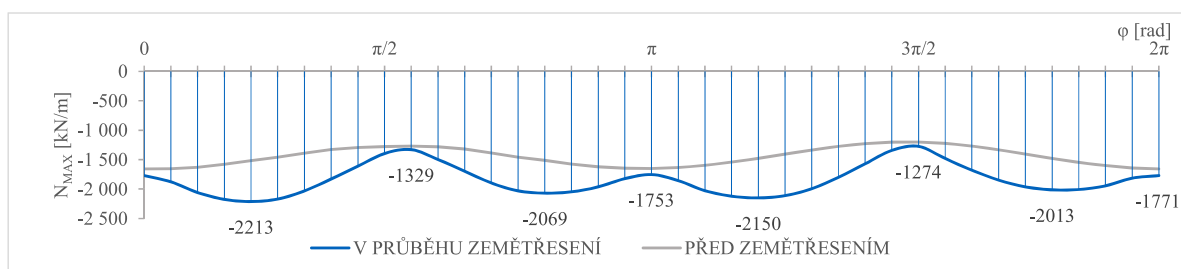
**Obrázek 6.9:** Vykreslení hodnot ohybového momentu po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v zemině bez vápence



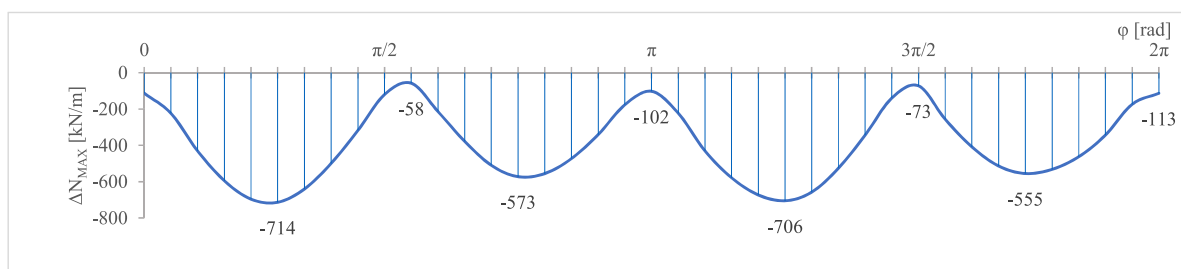
### 6.4.3 Model v hornině



(a) Normálová síla na konci statického výpočtu

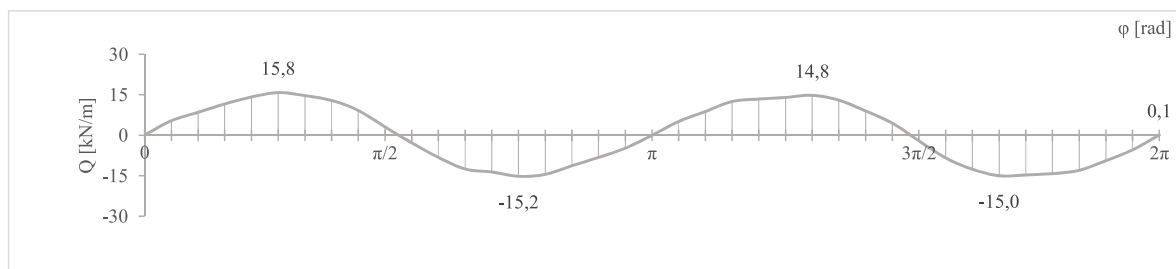


(b) Maximální normálová síla v průběhu zemětřesení

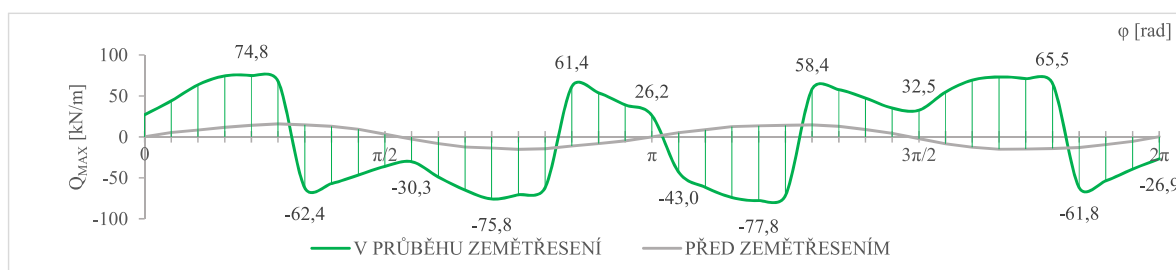


(c) Přírůstek normálové síly od účinků zemětřesení

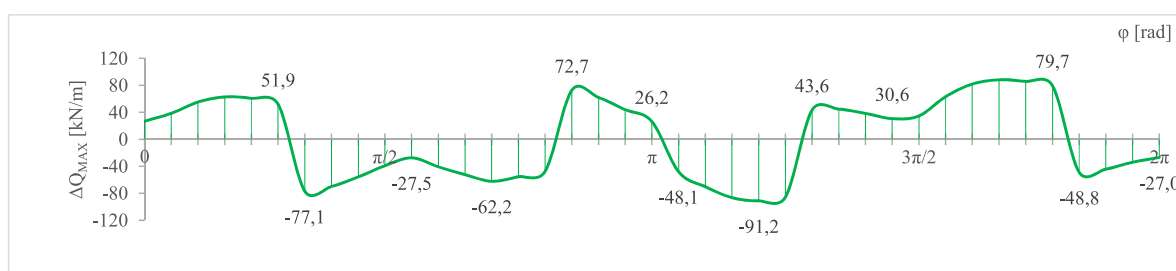
**Obrázek 6.10:** Vykreslení hodnot normálové síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v hornině



(a) Posouvající síla na konci statického výpočtu

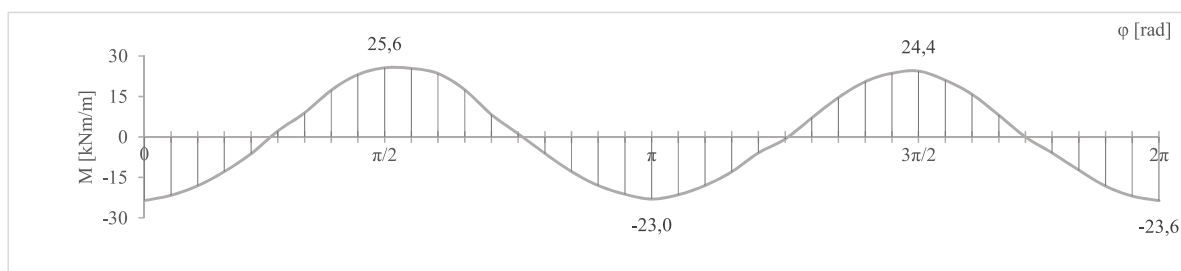


(b) Maximální posouvající síla v průběhu zemětřesení

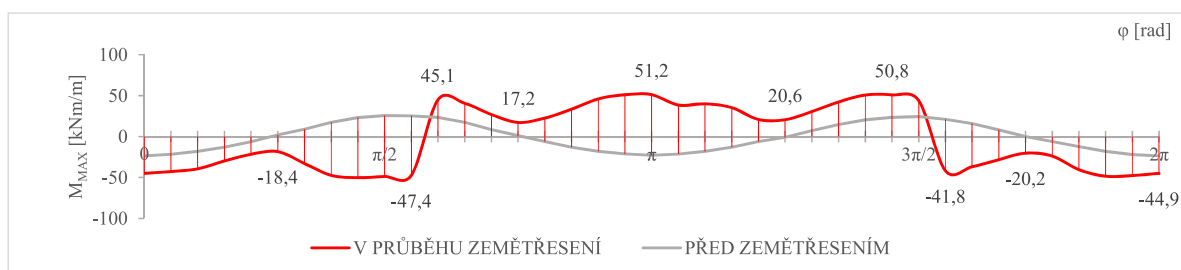


(c) Přírůstek posouvající síly od účinků zemětřesení

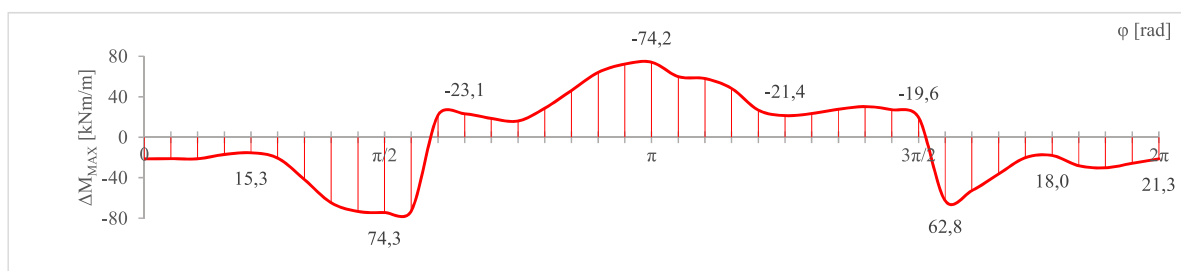
**Obrázek 6.11:** Vykreslení hodnot posouvající síly po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v hornině



(a) Ohybový moment na konci statického výpočtu



(b) Maximální ohybový moment v průběhu zemětřesení



(c) Přírůstek ohybového momentu od účinků zemětřesení

**Obrázek 6.12:** Vykreslení hodnot ohybového momentu po délce ostění tunelu získaných plně dynamickou analýzou účinků zemětřesení pro model v hornině

# Závěr

V průběhu práce jsme byli seznámeni s problematikou týkající se plně dynamického výpočtu účinků zemětřesení na konstrukci metodou konečných prvků. Pro co nejmenší idealizaci výpočtu a přiblížení se skutečnosti byl celý postup předveden na skutečné podzemní konstrukci. Postupně jsme prošli všechny fáze tvorby výpočtového modelu posuzovaných řezů tunelu, počínaje volbou materiálového modelu zemin přes tvorbu sítě konečných prvků až po výpočet samotný, kterým je práce zakončena. Jedním z cílů práce bylo představit způsob, jakým lze optimalizovat návrh podzemních konstrukcí na seismické účinky.

K úloze bylo přistupováno jako ke komplexnímu problému a smyslem práce tedy nebylo pouhé provedení posouzení tunelové konstrukce, ale i zdůraznění vlivu, jaký mohou mít jednotlivé výpočetní parametry na výsledky výpočtu. Práce obsahuje názorné příklady ovlivnění výsledků nevhodnými vstupy, jakými je úloha definována. Ukázány jsou i možnosti, jak lze takové chyby minimalizovat.

Velká část práce je věnována i samotnému programu GEO5 MKP. Důkladnou studií okrajových podmínek na svislých hranicích modelu bylo dokázáno, že jediné správné řešení úloh poskytuje kombinace statické okrajové podmínky s 2D free field okrajovou podmínkou, kterou GEO5 MKP disponuje. Program byl tedy použit jako efektivní nástroj, kterým lze řešit úlohy dynamiky v dvourozměrném prostoru. Práce zároveň sloužila jako test funkčnosti programu a poskytovala zpětnou vazbu tvůrcům programu o jeho schopnosti plnit účel, k jakému je tvořen.

Přestože způsob výpočtu předvedený v práci je uživatelsky náročnější a vyžadoval koordinaci a týmovou práci několika členů katedry mechaniky Fakulty stavební ČVUT v Praze, bylo dosaženo očekávaných výsledků a tím i důkazu, že takovýto postup výpočtu vede ke správným výsledkům. Dá se tedy očekávat, že bude možné již brzy stejný postup aplikovat v inženýrské praxi.

Rozsah práce ani časové možnosti neumožňují plně obsáhnout tak složité téma, jakým je dynamika konstrukcí. V ukázaných postupech lze nalézt skutečnosti, které si zaslouží propracovat více do hloubky. Práce tak přinesla velké množství námětů a nápadů na pokračování zpracování tohoto tématu, kterému se chci i nadále věnovat.



# Literatura

- [1] ČSN EN 1990, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Český normalizační institut v Praze, 2004.
- [2] ČSN EN 1997, *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví v Praze, 2006.
- [3] ČSN EN 1998, *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*. Český normalizační institut v Praze, 2006.
- [4] Fine spol. s.r.o., “GEO5 – geotechnický software.” [Software]: <https://www.fine.cz>, 2018.
- [5] M. Šejnoha, T. Janda, J. Pruška, and M. Brouček, *Metoda konečných prvků v geomechanice: Teoretické základy a Inženýrské aplikace*. ČVUT v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05743-8.
- [6] Fine spol. s.r.o., “Online nápověda - program GEO5 MKP.” <https://www.fine.cz/napoveda/>. [Online; cit. 2018-04-08].
- [7] A. J. Abbo, A. V. Lyamin, S. W. Sloan, and J. P. Hambleton, “A C2 continuous approximation to the Mohr-Coulomb yield surface,” *International Journal of solids and Structures*, vol. 48, no. 21, pp. 3001–3010. Elsevier, 2011.
- [8] Wikipedie: Otevřená encyklopedie, “Zemětřesení.” <https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Zem2018>. [Online; cit. 2018-05-05].
- [9] Wikipedie: Otevřená encyklopedie, “Seismologie.” <https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Seismologie&oldid=15984448>, 2018. [Online; cit. 2018-05-05].

- [10] D. V. Rogers, “All shook up: Types of earthquake waves.” <http://allshookup.org/quakes/wavetype.htm>, 2017. [Online; cit. 2018–05–05].
- [11] INHA University, “Prism for Earthquake Engineering.” [Software]: <http://sem.inha.ac.kr/prism/>, 2010.
- [12] Y. M. A. Hashash, J. J. Hook, B. Schmidt, I. John, and C. Yao, “Seismic design and analysis of underground structures,” *Tunnelling and underground space technology*, vol. 16, no. 4, pp. 247–293. Elsevier, 2001.
- [13] D. Kučera, *Posouzení geotechnické konstrukce na seismické zatížení metodou konečných prvků*. České vysoké učení technické v Praze. Vypočetní a informační centrum., 2017.
- [14] GeoMotions, LLC, “SHAKE2000.” [Software]: <http://www.geomotions.com>.
- [15] O. C. Zienkiewicz, N. Bicanic, and F. Q. Shen, “Generalized smith boundary – a transmitting boundary for dynamic computation,” *Institute for Numerical Methods in Engineering, University College of Swansea*, vol. 207, 1986.

# Použité symboly a zkratky

**Tabulka A.1:** Použité symboly

Symbol	Popis
<b>Materiálové modely a popis konstrukce</b>	
$E$	Youngův modul pružnosti
$E_{\text{oed}}$	edometrický modul přetvárnosti
$E_{\text{ur}}$	modul pružnosti pro odtížení/přetížení
$K_{\text{d}}$	změna modulu pružnosti
$G$	modul pružnosti ve smyku
$\varepsilon$	přetvoření
$\gamma$	objemová tíha zeminy
$\gamma_{\text{sat}}$	objemová tíha saturované zeminy
$\varphi$	úhel vnitřního tření
$c$	soudržnost zeminy
$\nu$	Poissonovo číslo
$\psi$	úhel dilatance
$\alpha$	Biotův modul
$K_0$	součinitel bočního tlaku v klidu
$\lambda$	parametr určující rozdělení zatížení horninovým tlakem v konvergenční metodě



Symbol	Popis
$F(\sigma)$	funkce plasticity
$\sigma$	normálová napětí zapsána do sloupcového vektoru
$\sigma$	normálové napětí
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	hlavní napětí

### Dynamická analýza

$M$	matice hmotnosti
$K$	matice tuhosti
$F$	vektor uzlového zatížení konstrukce
$C$	matice tlumení
$C_p$	matice tlumení vln přicházejících v podélném směru
$C_s$	matice tlumení vln přicházejících v příčném směru
$u$	vektor prostorově nezávislých uzlových posunutí
$u_R$	relativní pole posunutí
$u_R^{FF}$	vektor prostorově nezávislých uzlových posunutí free field podmínky
$u_I$	pole posunutí příchozí vlny
$u_O$	pole posunutí odchozí vlny
$u_u$	funkce amplitudy příchozí vlny
$u_d$	funkce amplitudy odchozí vlny
$u_0$	předepsané pole posunutí pevné okrajové podmínky
$u_{I0}$	předepsané pole posunutí absorpční okrajové podmínky
$v_y$	svislá rychlost uzlu
$c_p$	rychlost šíření P-vlny
$c_s$	rychlost šíření S-vlny
$E_{dyn}$	modul pružnosti pro plně dynamickou analýzu
$\tau$	smykové napětí
$\gamma$	smykové zkosení
$\rho$	hustota materiálu
$\eta$	viskozita tlumiče
$l_{elem}$	optimální délka konečného prvku
$y$	souřadnice polohy
$\varphi$	polární souřadnice polohy průřezu
$t$	čas
$\Delta t$	časový krok integrace

**Tabulka A.2:** Použité zkratky

Symbol	Popis
ČSN EN	Česká technická norma – Evropská norma
MKP	metoda konečných prvků
FEM	Finite Element Method
TBM	Tunnel Boring Machine
HPV	hladina podzemní vody
1D	jednorozměrný
2D	dvourozměrný
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
PGA	peak ground acceleration



# Výpočet optimální délky konečného prvku

Optimální délka prvku pro materiálové parametry zeminy v testovacím modelu a pro integrační časový krok příslušící impulzu používanému v parametrické studii:

smykový modul pružnosti zeminy

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{80}{2(1 + 0,4)} = 28,57 \text{ MPa} \quad (\text{B.1})$$

rychlost šíření smykové vlny v daném materiálu

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{28,57 \cdot 10^6}{1960}} = 120,74 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} \quad (\text{B.2})$$

optimální délka prvku sítě konečných prvků

$$l_{elem} = c_s \Delta t = 120,74 \cdot 0,01 = 1,207 \text{ m} \doteq 1,20 \text{ m} \quad (\text{B.3})$$